



**“PROYECTO EJECUTIVO DE EDIFICACIÓN PARA LA  
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍAS DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZÚ”**

**ALMA MAGALI ZORRILLA URÁN  
WILLIAM DAVID ALFONSO POSTEGUILLO**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZÚ  
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍAS  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Coronel Oviedo - Paraguay

Año 2019

**“PROYECTO EJECUTIVO DE EDIFICACIÓN PARA LA  
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍAS DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZÚ”**

**Elaborado por**

**ALMA MAGALI ZORRILLA URÁN  
WILLIAM DAVID ALFONSO POSTEGUILLO**

**Tutor  
ING. FREDY GABRIEL RAMÍREZ VILLANUEVA**

Trabajo presentado a la Facultad de Ciencias y  
Tecnología de la Universidad Nacional de Caaguazú,  
como requisito para la obtención del título de Ingeniero/a  
Civil

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZU  
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIAS  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
Coronel Oviedo - Paraguay  
Año 2019**

## **/PÁGINA DE APROBACIÓN**

Trabajo de fin de grado para la obtención del Título de Ingeniero/a Civil aprobado en representación de la Facultad Ciencias y Tecnología de la Universidad Nacional de Caaguazú, por el Tribunal Examinador constituido por los siguientes profesores.

-----  
Prof. Ing.

-----  
Prof. Ing.

-----  
Prof. Ing.

***Agradecimientos:***

A Dios, por su amor incondicional y su acompañamiento en cada paso de nuestras vidas.

A nuestros padres, por habernos dado la oportunidad de tener una excelente educación, por apoyarnos en todo momento y por la confianza depositada en nosotros a lo largo de estos años.

A nuestros hermanos, amigos, y familia en general por habernos motivado a la realización de este trabajo y ser apoyo en cualquier situación que se presente.

A nuestro tutor, el Ing. Fredy Gabriel Ramírez por la dedicación y apoyo que ha brindado a este trabajo, por el respeto a nuestras sugerencias e ideas, por habernos acompañado en todo momento.

A las autoridades, docentes y funcionarios de la Facultad de Ciencias y Tecnologías, por la excelente predisposición desde el momento en que se empezó a desarrollar este trabajo.

## “PROYECTO EJECUTIVO DE EDIFICACIÓN PARA LA FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZÚ”

### RESUMEN

La Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú lleva 9 años desarrollando sus actividades académicas en distintos puntos de la ciudad de Coronel Oviedo. Actualmente, tiene sede en la Ex Guardería Betel sobre sobre la Avda. Sargento 1ero. Benítez entre Padre Molas y Fabián Ojeda. Al 2019, cuenta con un total de 585 alumnos, con esta población la sede actual va alcanzando su capacidad máxima de respuesta. Ante la evidente necesidad y urgencia, el presente trabajo tiene como objetivo general el diseño de un proyecto ejecutivo de edificación para la sede de la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional del Caaguazú.

En ese sentido, se trazó el proyecto arquitectónico, estructural y de instalaciones en un terreno de 20.000m<sup>2</sup> ubicado en el Campus Arandu Poty en inmediaciones a la Ruta N°8 Blas A. Garay. Se llevaron a cabo entrevistas y encuestas para lograr un diseño funcional que se ajuste a las necesidades y posibilidades. Se diseñó y posteriormente se calculó la estructura de 6 bloques de hasta 4 niveles conectados por pasarelas peatonales, además de eso se diseñó el entorno y un amplio estacionamiento.

La capacidad final del diseño es muy relativa, de acuerdo a los usos que finalmente la FCyT resuelva dar a los bloques. La propuesta final se propone ejecutar en 3 etapas y da capacidad para un total de 1200 alumnos aproximadamente.

**Palabras claves:** Diseño, Estructura, Instalaciones, Presupuesto

## **"EXECUTIVE EDIFICATION PROJECT FOR THE FACULTY OF SCIENCES AND TECHNOLOGIES OF THE NATIONAL UNIVERSITY OF CAAGUAZÚ"**

### **ABSTRACT**

The Faculty of Sciences and Technologies of the National University of Caaguazú has spent 9 years developing its academic activities in different points of the city of Coronel Oviedo. Currently, it has its headquarters in the Former Betel Nursery on the Avenida Sargento 1ero. Benítez between Padre Molas and Fabián Ojeda. By 2019, it has a total of 585 students, with this population the current headquarters is reaching its maximum response capacity. Given the obvious need and urgency, the present work has as a general objective the design of an executive building project for the headquarters of the Faculty of Sciences and Technologies of the National University of Caaguazú.

In this sense, the architectural, structural and facilities project was laid out on a 20,000m<sup>2</sup> plot located in the Arandu Poty Campus, near Route No. 8 Blas A. Garay. Interviews and surveys were conducted to achieve a functional design that meets the needs and possibilities. The structure of 6 blocks of up to 4 levels connected by pedestrian walkways was designed and subsequently calculated, in addition to that the surroundings and a large parking lot were designed.

The final capacity of the design is very relative, according to the uses that the FCyT finally decides to give to the blocks. The final proposal is proposed to run in 3 stages and gives capacity for a total of approximately 1200 students.

**Key Words:** Design, Structure, Installations, Work Budget

<b>Contenido</b>	
<b>/PÁGINA DE APROBACIÓN</b> .....	1
<b><i>Agradecimientos:</i></b> .....	2
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	9
<b>CAPÍTULO 1</b> .....	11
<b>GENERALIDADES</b> .....	11
<b>1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	11
<b>1.2. JUSTIFICACIÓN</b> .....	12
<b>1.3. OBJETIVOS</b> .....	13
<b>1.3.1. Objetivo General</b> .....	13
<b>1.3.2. Objetivos Específicos</b> .....	13
<b>1.4. LÍMITES</b> .....	14
<b>1.4.1. Social</b> .....	14
<b>1.4.2. Económico</b> .....	14
<b>1.4.3. Físico</b> .....	14
<b>1.4.4. Técnico</b> .....	14
<b>1.5. Alcance</b> .....	15
<b>1.5.1. Sociales</b> .....	15
<b>1.5.2. Documentales</b> .....	15
<b>1.5.3. Académicos</b> .....	15
<b>1.5.4. Culturales</b> .....	16
<b>1.6. Metodología</b> .....	16
<b>CAPITULO 2</b> .....	18
<b>MARCO TEÓRICO</b> .....	18
	5

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

---

<b>2.1 Marco Sociodemográfico</b> .....	18
<b>2.2 Marco Legal</b> .....	20
<b>2.3 Antecedentes del proyecto</b> .....	21
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	22
<b>ANÁLISIS DEL TERRENO</b> .....	22
<b>3.1. Ubicación del terreno</b> .....	22
<b>3.2. Delimitación del área del proyecto</b> .....	23
<b>3.3. Topografía</b> .....	24
<b>3.4. Estudio de suelo</b> .....	25
<b>3.4.1. Ensayo de Penetración</b> .....	25
<b>3.4.2. Muestreo y Descripción</b> .....	25
<b>3.4.3. Nivelación de los Sondeos</b> .....	25
<b>3.4.4. Observación del Nivel Freático</b> .....	25
<b>3.4.5. Resultados</b> .....	26
<b>3.4.6. Conclusiones</b> .....	26
<b>3.5. Infraestructura de servicio</b> .....	26
<b>3.6. Vías de transporte</b> .....	27
<b>3.7. Clima</b> .....	27
<b>3.8. Vientos y asoleamiento</b> .....	28
<b>CAPÍTULO 4</b> .....	29
<b>PROYECTO ARQUITECTÓNICO</b> .....	29
<b>4.1. Definición de alcance, necesidades y objetivos</b> .....	29
<b>4.2. Programa Arquitectónico</b> .....	29
<b>4.3. Diagrama Arquitectónico</b> .....	33
<b>4.4. Descripción del proyecto</b> .....	34

---

<b>4.4.1 Concepto de Diseño</b> .....	35
<b>4.4.2 Zonificación</b> .....	36
<b>4.4.3 Descripción del conjunto</b> .....	37
<b>4.4.4 Descripción de cada bloque</b> .....	41
<b>CAPÍTULO 5</b> .....	55
<b>PROYECTO ESTRUCTURAL</b> .....	55
<b>5.1. Descripción del conjunto</b> .....	55
<b>5.2. Aspectos generales del diseño</b> .....	56
<b>5.3. Elementos estructurales</b> .....	73
<b>5.4. Descripción de cada bloque</b> .....	77
<b>CAPÍTULO 6</b> .....	87
<b>PROYECTO DE INSTALACIONES</b> .....	87
<b>6.1 Instalaciones de Agua Potable</b> .....	87
<b>6.2 Desagüe Cloacal</b> .....	89
<b>6.3 Desagüe Pluvial</b> .....	90
<b>6.4 Instalaciones Eléctricas</b> .....	90
<b>6.5 Instalaciones de Señales Débiles</b> .....	95
<b>6.6 Instalaciones de Prevención Contra Incendios</b> .....	95
<b>CAPITULO 7</b> .....	96
<b>ESPECIFICACIONES TÉCNICAS</b> .....	96
<b>7.1 CONSIDERACIONES GENERALES</b> .....	96
<b>7.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES</b> .....	102
<b>CAPITULO 8</b> .....	141
<b>ANÁLISIS DE COSTO DE OBRA</b> .....	141
<b>CAPITULO 9</b> .....	173

<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>173</b>
<b>CAPITULO 10 .....</b>	<b>174</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>174</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>175</b>
<b>ANEXO.....</b>	<b>177</b>
<b>DOCUMENTOS DIGITALES .....</b>	<b>376</b>

## **INTRODUCCIÓN**

La Facultad de Ciencias y Tecnologías fue creada el 17 de noviembre de 2009, mediante Resolución N.º 86/2009 del Consejo Superior Universitario de la Universidad Nacional de Caaguazú. Actualmente tiene sede en el Barrio Azucena de la ciudad de Coronel Oviedo, en el predio de Ex Guardería Betel, sobre la Avda. Sargento 1ero. Benítez entre Padre Molas y Fabián Ojeda. Cuenta con 4 carreras con alta demanda de población estudiantil que se incrementa año tras año y pone en evidencia un gran problema; la falta de un espacio físico adecuado a la exigencia de las carreras.

Ante la evidente necesidad, el presente trabajo se vio enfocado en el proyecto ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías, en adelante FCYT, correspondiente a la Universidad Nacional del Caaguazú (UNCA), dicho proyecto es de gran relevancia para la comunidad educativa, debido a que la finalidad del proyecto resolvería el principal problema actual; la falta de un espacio físico propio y adecuado para el desarrollo integral de las actividades académicas.

Se presenta el análisis del terreno con respecto a la topografía, a la geotecnia, vientos, asoleamiento, clima, vegetación y los servicios con el que cuenta la zona actualmente.

Se ha estudiado leyes, reglamentos y normas que rigen el diseño y la funcionalidad de las instituciones educativas. También, se ha estudiado otras edificaciones de similares funciones para identificar las fortalezas y debilidades en el proceso de diseño del proyecto.

Se presentan diagramas, cuadros, y figuras como resumen de la recopilación de información que se llevó a cabo para dimensionar correctamente las áreas y espacios que contempla el diseño.

Se muestran gráficos en 3D de la propuesta de edificio institucional, así como también gráficos 2D en planta, el juego de planos arquitectónicos, estructurales, prevención contra incendios, desagües pluviales y cloacales, y de instalaciones en general.

Se muestran las especificaciones técnicas desarrolladas en general para toda la edificación. Finalmente, se muestra el cómputo métrico y presupuesto donde se establece el costo del proyecto ejecutivo, cotizado en moneda local (guaraníes) y extranjera (dólar).

## **CAPÍTULO 1**

### **GENERALIDADES**

#### **1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Desde la fundación de la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú hasta hoy, han transcurrido 9 años, durante todo ese tiempo se ha desarrollado las actividades académicas en distintos locales alquilados de la ciudad de Coronel Oviedo y hasta la actualidad no cuenta con sede propia.

La FCYT se ve afectada por problemas físicos espaciales, debido al incesante incremento de la población estudiantil en los últimos años. La falta de espacios físicos no permite un desarrollo íntegro de las actividades académicas correspondientes a cada carrera, que debido a la complejidad que cada una presenta, se necesitan de laboratorios, aulas magnas, entre otras dependencias muy importantes para lograr la excelencia profesional.

Así, se pone en evidencia el principal problema actual; la falta de una propia sede diseñada en función a las necesidades de la institución.

Según los registros de matriculación correspondientes al primer semestre del 2019, la facultad recibe a 585 alumnos aproximadamente. La infraestructura actual en donde se desarrollan las actividades académicas de la facultad va alcanzando su límite en capacidad de respuesta, obligando a las autoridades a buscar nuevas soluciones.

Motivados por la necesidad, este trabajo tuvo como finalidad el proyecto ejecutivo de edificación de la sede de la FCYT.

## **1.2. JUSTIFICACIÓN**

El Consejo Nacional de Educación Superior (CONES), que es el órgano encargado de aprobar formalmente el Proyecto Educativo para otorgar la legalidad a una carrera exige varios requisitos a ser cumplidos en cuanto a infraestructura, y por otra parte La Agencia Nacional de Evaluación y Acreditación de la Educación Superior (ANEAES) estipula reglamentos que basan la calidad de la educación en tres aspectos: calificación, evaluación y acreditación; lo cual obliga a las universidades cumplir con los requisitos de estos órganos y ofrecer a la comunidad estudiantil espacios en donde se pueda desarrollar de manera integral las diferentes carreras que ofrecen.

Tener una infraestructura adecuada, que responda a las necesidades funcionales de la institución es de gran relevancia, ya que se lograría desarrollar todas las actividades necesarias para el desarrollo íntegro del profesional, que una vez culminado sus estudios contribuirá al desarrollo de la ciudad y del país.

Con la finalidad de lograr el desarrollo íntegro de los jóvenes que acuden a la institución y, en vista a todas las necesidades y requerimientos de los órganos del estado, se justifica la necesidad de realizar este proyecto final de grado que sin dudas genera un impacto social en la comunidad educativa y departamental, de tal manera que su ejecución de prestigio a la Facultad de Ciencias y Tecnologías y por ende a la Universidad Nacional del Caaguazú a nivel nacional e internacional.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. Objetivo General**

Diseñar el proyecto ejecutivo de edificación para la sede de la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional del Caaguazú.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- Conocer las características físicas del terreno a través de estudios preliminares para el correcto desarrollo del proyecto.
- Establecer el programa general de necesidades de la Facultad de Ciencias y Tecnologías de manera a garantizar la funcionalidad del edificio institucional.
- Diseñar planos arquitectónicos que reúnan espacios físicos funcionales para el desarrollo de actividades académicas.
- Realizar los planos estructurales del edificio con la finalidad de lograr su estabilidad, rigidez y seguridad.
- Plantear los planos de instalaciones del proyecto que permitan asegurar el correcto funcionamiento y seguridad del edificio.
- Desarrollar el cómputo métrico y presupuesto de la obra final.
- Presentar las especificaciones técnicas pertinentes para la ejecución de la obra.

## **1.4. LÍMITES**

### **1.4.1. Social**

El proyecto está dirigido a la población estudiantil, docente y administrativo de la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú.

### **1.4.2. Económico**

El proyecto será ejecutado por las autoridades de la Facultad de Ciencias y Tecnologías cuyo financiamiento saldrá del gasto general asignado al decano para obras de infraestructura o por financiamiento que las autoridades gestionen a través de organismos de ayuda y/o financiamiento.

### **1.4.3. Físico**

Para el proyecto se dispone un área de 20.000 m<sup>2</sup> (2Ha), correspondiente a parte del terreno con el que cuenta actualmente la Universidad Nacional de Caaguazú en cercanías a la Ruta N°8 Blas A. Garay.

### **1.4.4. Técnico**

El marco normativo bajo el cual se rigió este proyecto se describe a continuación:

- En cuanto al diseño: Guía de Elaboración de Proyectos Educativos dictada por CONES, con la finalidad de cumplir todos los requerimientos de infraestructura de dicho órgano regulador.
- En cuanto al cálculo estructural: Eurocódigo 2 “Proyectos de Estructura de Hormigón”, se optó por esta normativa debido a que no contamos con normativas paraguayas de estructuras de hormigón.
- En cuanto a instalaciones eléctricas: NP 2 028 13 “Instalaciones Eléctricas de Baja Tensión”, se siguieron los requerimientos de la ANDE.
- En cuanto a instalaciones de agua potable: Ordenanzas Municipales (ESSAP).

- En cuanto a seguridad contra incendios: Ante la falta de una ordenanza local, se optó por utilizar la Ordenanza Nro. 468/14 “Seguridad contra Incendios” correspondiente a la ciudad de Asunción.

## **1.5. Alcance**

### **1.5.1. Sociales**

Con la ejecución del proyecto se beneficiará directamente a la comunidad educativa de la FCYT, docentes, alumnos, y funcionarios, e indirectamente se beneficiará todo el departamento del Caaguazú.

### **1.5.2. Documentales**

Se presentan las herramientas necesarias para la comprensión y ejecución del proyecto ejecutivo, estas herramientas se describen a continuación;

- Planos Arquitectónicos: Plantas Arquitectónicas, cortes longitudinales, transversales, y fachadas.
- Planos Estructurales: Plantas de fundaciones, pilares, vigas, losas, escaleras, muros y Detalles de Estructuras Metálicas.
- Planos de Instalaciones: Plantas de instalaciones eléctricas, agua potable, desagües pluviales y cloacales, sistemas contra incendios y señales débiles.
- Gráficos en 3D.
- Cómputo métrico y presupuesto.
- Especificaciones Técnicas.

### **1.5.3. Académicos**

Con este proyecto se ofrece nuevas opciones de formación en las áreas de Ingeniería con un enfoque científico-tecnológico moderno, como parte de la formación integral del estudiante, que satisfaga tanto las necesidades personales

de formación del individuo, pero también la demanda de la sociedad en cuanto a la urgencia de estar a la vanguardia de las tecnologías emergente aplicadas a la ingeniería en la actualidad.

#### **1.5.4. Culturales**

Contribuir al desarrollo del país con la formación de profesionales en el ámbito técnico-científico con identidad social y sentido humano.

#### **1.6. Metodología**

Para el correcto abordaje del proyecto ejecutivo, se estableció un conjunto de etapas del procedimiento que se llevó a cabo durante el desarrollo;

- **CAPÍTULO 1: Generalidades.** En este capítulo se abordó sobre las generalidades del proyecto ejecutivo: la problemática en cuestión, los objetivos y justificación, límites y alcances, y la metodología que se llevó a cabo en el desarrollo del proyecto final de grado.
- **CAPÍTULO 2: Marco Teórico.** Se describió el marco sociodemográfico, marco legal y antecedentes del proyecto.
- **CAPÍTULO 3: Análisis del Terreno.** Se delimitó el terreno disponible para implantar el proyecto, se comentó sobre aspectos generales del terreno en cuestión, ubicación, servicios básicos, asoleamiento, vientos, paisaje, topografía, estudios de suelo, etc.
- **CAPÍTULO 4: Proyecto Arquitectónico.** Este capítulo consta de varias fases siguiendo las etapas de realización de un proyecto arquitectónico; se definieron los alcances, las necesidades y los objetivos, se realizó el programa de necesidades conforme a los organigramas de estructuras organizacionales de la institución y en base a los datos relevados se diseñó el diagrama arquitectónico. Finalmente se llevó a cabo el dimensionamiento de las dependencias teniendo en cuenta la información relevada en los estudios de campo.

- **CAPÍTULO 5. Proyecto Estructural:** Conforme a todos los datos relevados, se procedió al cálculo estructural teniendo en cuenta todos los criterios de la normativa adoptada; Eurocódigo 2.
- **CAPÍTULO 6. Proyecto de Instalaciones:** Una vez culminado el proyecto arquitectónico, se procedió a la elaboración de los planos de instalaciones de agua corriente, desagües cloacales y pluviales, prevención contra incendio e instalaciones eléctricas.
- **CAPÍTULO 7. Especificaciones Técnicas:** Teniendo en cuenta el proyecto arquitectónico, estructural y de instalaciones, finalmente, se redactó una guía para la correcta ejecución del proyecto.
- **CAPÍTULO 8. Cómputo métrico y presupuesto:** En este capítulo se procedió al cómputo métrico de toda la edificación, concluyendo en un presupuesto final de obra.
- **CAPÍTULO 9. Conclusiones.**
- **CAPÍTULO 10. Recomendaciones.**
- **Bibliografía**
- **Anexo**
- **Planos del proyecto.**

## CAPITULO 2

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Marco Sociodemográfico

El proyecto se llevará a cabo en el V Departamento del Caaguazú, en la capital departamental, es decir, la ciudad de Coronel Oviedo. Está ubicada estratégicamente en el centro de la región oriental. Por la misma circulan las más importantes carreteras del país y por el cruce de la ciudad uno puede ir a la capital del país Asunción o a importantes ciudades como Ciudad del Este, Encarnación, Villarrica, Concepción, Pedro Juan Caballero, entre otras. Coronel Oviedo queda a 132km de la capital del país. Al norte limita con los Distritos de La Pastora, Carayaó y R.I. 3 Corrales, al este con el distrito de Caaguazú, al sur con los distritos de Troche, Dr. Bottrel, Yataity, Félix Pérez Cardozo y Cnel. Martínez, al oeste limita con los distritos de San José de los Arroyos y Nueva Londres.

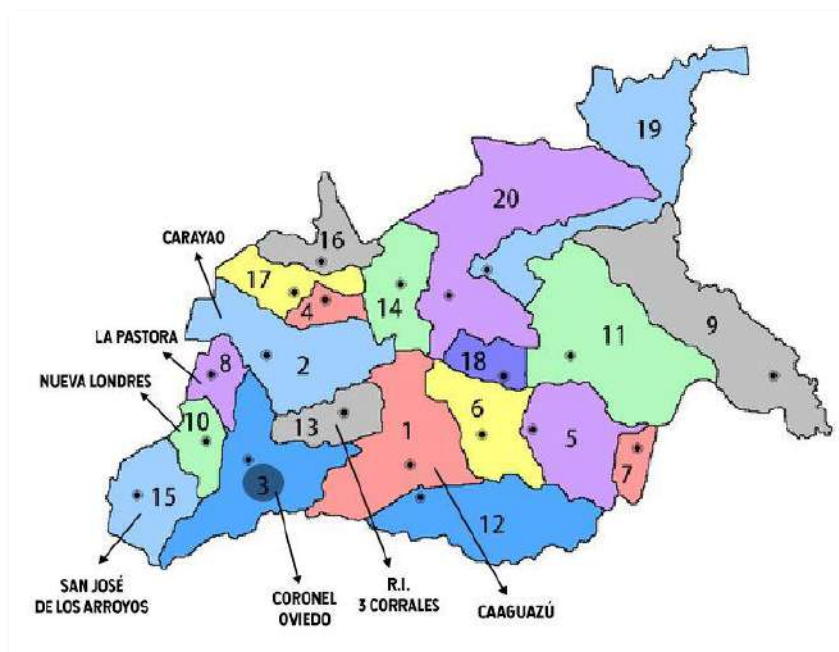


Fig. 2.1 - Ubicación de la Ciudad de Coronel Oviedo.

Según los estudios de Proyecciones de Población en el 2017, la ciudad de Coronel Oviedo cuenta con 187.514 habitantes.

En cuanto a la economía la ciudad cuenta con elementos positivos como fábricas de derivados de la madera y un desarrollo comercial floreciente. Además de todos los servicios educativos, de salud, comerciales y de servicios como banda pública, privada e inmobiliarias, requeridos en la actualidad. Desde el año 2007, Coronel Oviedo se está transformando en uno de los principales puntos elegidos por los estudiantes universitarios del interior, debido sobre todo a la buena capacitación y preparación de sus habitantes, además de su excelente ubicación estratégica, que la convierte en el mejor sitio para la implantación de universidades.

El terreno en donde se implantará el proyecto está ubicado al sur de la ciudad de Coronel Oviedo, geográficamente situado dentro del lote que corresponde a la Universidad Nacional del Caaguazú, en el km 138 sobre la Ruta N°8 Blas A. Garay.



**Fig. 2.2** - Lugar de emplazamiento del proyecto.

## **2.2 Marco Legal**

En cuanto al diseño principalmente se tuvo en cuenta la guía de elaboración de proyectos educativos dictada por el Consejo Nacional de Educación Superior (CONES), la cual dicta criterios técnicos a tener en cuenta para la generación de espacios funcionales en instituciones educativas y todos los requisitos que exige La Agencia Nacional de Evaluación y Acreditación de la Educación Superior (ANEAES) para crear el diseño acorde a lo exigido y así, asegurar la calidad de la Facultad de Ciencias y Tecnologías.

Para la elaboración de los planos estructurales se siguieron todos los lineamientos técnicos dictados por la norma europea Eurocódigo 2 que contempla el diseño de estructuras de hormigón, se tuvieron en cuenta las recomendaciones de la norma en cuanto a cargas muertas, cargas de uso, y se adoptaron otras recomendaciones necesarias para asegurar la estabilidad y rigidez del edificio institucional.

Por otra parte, para las instalaciones de agua corriente, desagües fluviales y cloacales, se optó por utilizar las ordenanzas municipales vigentes en la actualidad.

Las instalaciones eléctricas se diseñaron de acuerdo la Norma Paraguaya NP 2 028 13 del Instituto Nacional de Tecnología, Normalización y Metrología que reglamenta las Instalaciones Eléctricas de Baja Tensión.

Finalmente, para la prevención contra incendio del edificio, se tomó en cuenta la Ordenanza 468/14 de la ciudad de Asunción.

### **2.3 Antecedentes del proyecto**

Desde la fundación de la Facultad de Ciencias y Tecnologías, se ha estado desarrollando las actividades académicas en distintos locales de la ciudad de Coronel Oviedo ante la carencia de una sede propia. El primer Curso Probatorio de Ingreso se realizó en las instalaciones del Multiuso de la Cooperativa Coronel Oviedo Ltda. en el año 2009, posteriormente el primer grupo de ingresantes inició su actividad académica en el año 2010 en las instalaciones del Colegio Nacional de E.M.D. Dr. Pedro P. Peña. En el segundo semestre del 2010 se desarrollaron las actividades en la Escuela 12 de junio y luego se trasladó a la Escuela San Antonio de Padua. En el 2015, la Facultad se traslada en el predio de la Ex Guardería Betel ubicada en la Avda. Sargento 1ero. Benítez entre Padre Molas y Fabián Ojeda, en donde actualmente se imparten las actividades académicas y administrativas.

A lo largo de estos años, se desarrollaron varios proyectos para las facultades componentes de la Universidad Nacional del Caaguazú. El primer proyecto desarrollado no pudo ser ejecutado en su momento, y en la actualidad ya no responde a las necesidades actuales de la FCYT.

En el 2016 se desarrolló un anteproyecto que contemplaba una solución rápida como respuesta a la necesidad de aulas, en ese entonces solo se planteó un pabellón con 3 aulas y baños sexuados, en un total de 320m<sup>2</sup> aproximadamente.

Hasta hoy día ninguno de los proyectos se llevaron a cabo debido a que no cumplían con todas las necesidades de la institución.

## CAPÍTULO 3

### ANÁLISIS DEL TERRENO

#### 3.1. Ubicación del terreno

El terreno está ubicado al Sur de la ciudad de Coronel Oviedo, en el km 138 sobre la ruta N°8 Dr. Blas A. Garay dentro del Campus Arandu Poty correspondiente a la Universidad Nacional del Caaguazú, aproximadamente unos 3km desde la rotonda de la ciudad.

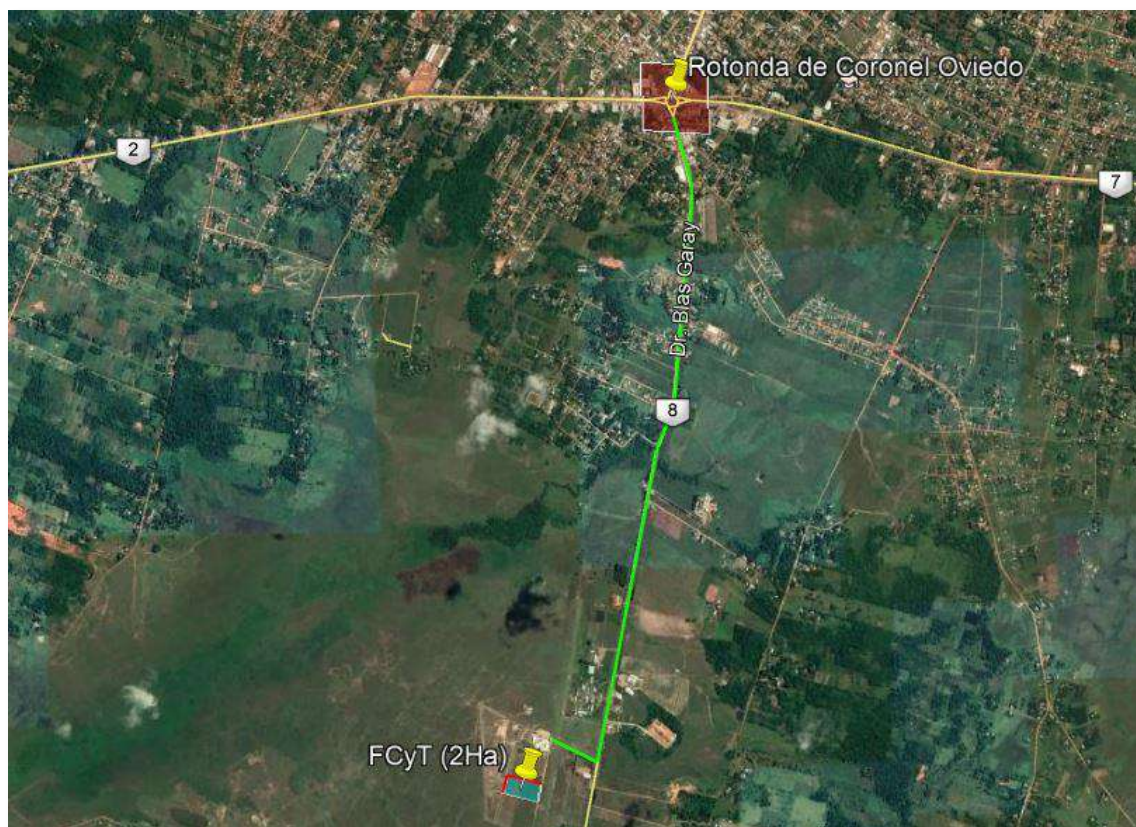


Fig. 3.1 – Localización del terreno.

### 3.2. Delimitación del área del proyecto

El área del proyecto en cuestión se encuentra rodeado de campos comunales. El terreno cedido por la UNCA para la FCYT es de forma rectangular, de 100x200m incluyendo las vías de circulación y estacionamiento, en total comprende un área de 2Ha.

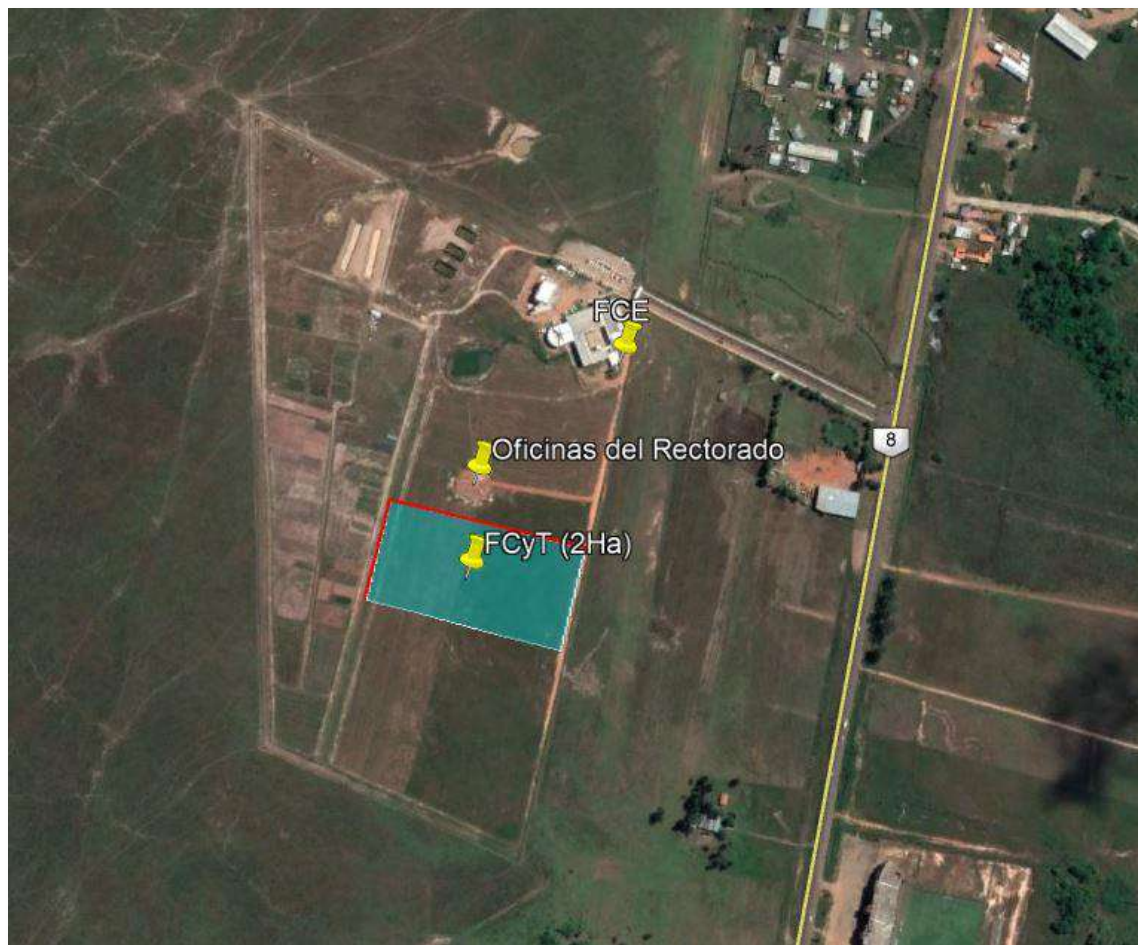


Fig. 3.2 – Delimitación del terreno.

### 3.3. Topografía

El terreno en cuestión se encuentra en una zona baja de la ciudad de coronel Oviedo. Según el Mapa topográfico del Paraguay disponible en la web, dicho terreno se encuentra a una altitud de 130m aproximadamente.

Se caracteriza por ser bastante llano y sin obstáculos, no cuenta con depresiones, la pendiente moderada es oscila entre el 0.5% y 1%, en ningún punto alcanza 2%.

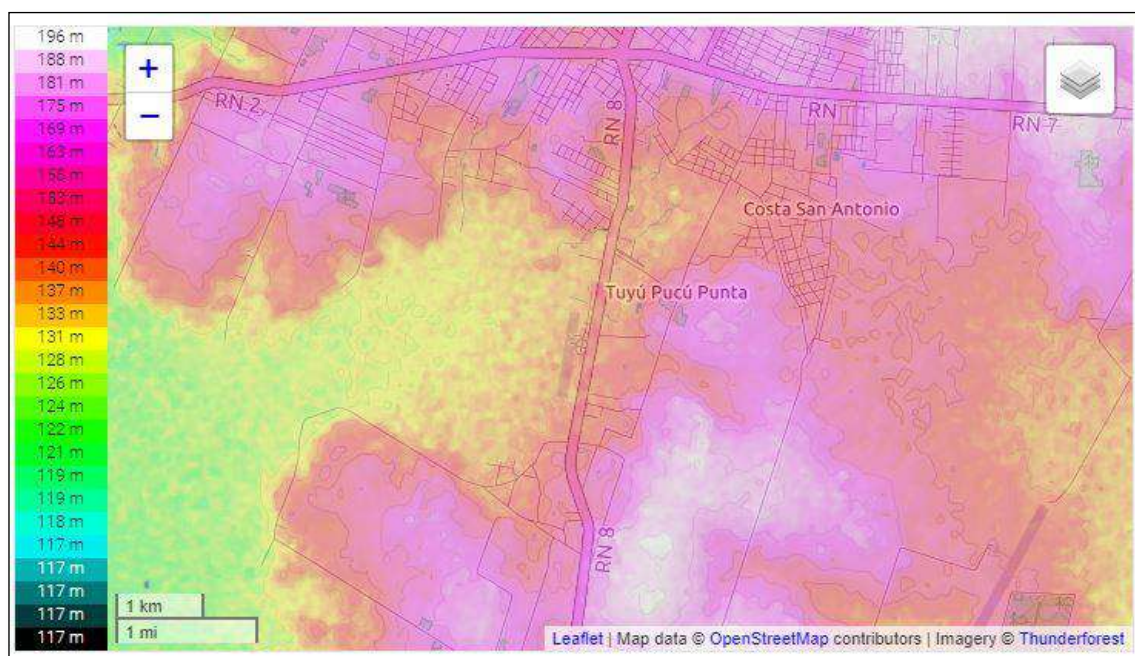


Fig. 3.3 - Mapa topográfico de la zona del proyecto.

El lugar de emplazamiento del proyecto ejecutivo tiene un desnivel considerable con respecto a la Ruta N°8, como no se realizaron estudios topográficos de precisión, se adoptó un nivel de piso +1,20 con referencia al nivel de terreno actual. Este valor fue adoptado tomando como referencia infraestructuras edilicias existentes y en ejecución, ubicadas dentro del Campus Arandu Poty.

### **3.4. Estudio de suelo**

El presente proyecto fue elaborado teniendo en cuenta el estudio geotécnico realizado para el último proyecto ejecutado, un bloque de aulas de 3 niveles. Se considera que el perfil del suelo en la zona es bastante homogéneo por lo que se justifica la utilización de este estudio. A continuación, se describen los detalles;

#### **3.4.1. Ensayo de Penetración**

El estudio geotécnico se basó en los datos obtenidos en tres (3) sondeos, estos fueron realizados con avance manual y ensayos de penetración estándar (SPT) a cada metro, para lo cual se utilizó un muestreador bipartido del tipo RAYMON-TERZAGHI, y la metodología conforme a la norma ASTM D 1586.

#### **3.4.2. Muestreo y Descripción**

Las muestras de suelos obtenidas fueron descritas, tacto - visualmente en el lugar, luego convenientemente identificadas y acondicionados para su remisión al laboratorio, donde se procedió a su almacenamiento.

#### **3.4.3. Nivelación de los Sondeos**

Las cotas de las bocas de los sondeos fueron nivelados con relación al piso del Edificio existente al que se arbitró la cota  $\pm 0,00$ .

#### **3.4.4. Observación del Nivel Freático**

Durante la realización de los trabajos fueron detectados actividades freáticas, en los tres sondeos ejecutados, en el sondeo P1 la napa freática apareció en la cota (-2,42), estabilizándose en la cota (-2,12), en el sondeo P2, la misma apareció en la cota (-4,12) y en el sondeo P3 apareció en la cota (-1,48).

### **3.4.5. Resultados**

El perfil del terreno se presenta bastante homogéneo constituido fundamentalmente por arcillas arenosas (CL) y arcillas limosas, de colores que van de grises a marrones con manchas negras, amarillas y anaranjadas, en algunos casos con gravillas. La consistencia de estos suelos varía de medianamente rígido a medianamente rígido, hasta la cota (-7,00) aproximadamente, luego hasta el final de los sondeos la consistencia de los suelos es muy dura. Cabe mencionar que a partir de la cota (-9,00) aproximadamente, se detectaron suelos con valores, del número de golpes "N", de rechazo del ensayo de penetración estándar (SPT), N mayores a cincuenta ( $N > 50$ ).

### **3.4.6. Conclusiones**

Se recomienda como alternativa de fundación para edificios de tres o más niveles, verificable cuando se disponga del mapa de carga de la estructura, lo siguiente:

- Fundación por medio de pilotes perforados con lodo bentónico, asentados en la cota (-9,50). La sección y cantidad de pilotes por apoyo, estarán en función de las cargas impuestas por la estructura.

Las planillas de sondeo y especificaciones del tipo de suelo se pueden ver en el **Anexo 1**.

## **3.5. Infraestructura de servicio**

Si bien la zona es bastante aislada, el terreno cuenta con servicios básicos como red telefónica, tendido eléctrico, conectividad a internet y otros. La energía eléctrica está integrada a través de una sub-estática local de la hidroeléctrica más grande del mundo, Itaipú Binacional.

La empresa ESSAP cuenta con una red de agua potable que alimenta la ciudad constantemente, sin embargo, la zona en cuestión no cuenta con ese beneficio. De la misma manera, la zona no cuenta con desagüe cloacal.

Con el objetivo de brindar una infraestructura completa, en el presente proyecto se presentan alternativas para cubrir las necesidades mencionadas anteriormente.

### 3.6. Vías de transporte

El terreno cuenta con factibilidad de acceso por medio de la Ruta N°8 Dr. Blas A. Garay, a alturas del km 138 se encuentra una vía de acceso de doble avenida pavimentada que se desarrolla hasta el pórtico de acceso del Campus Arandu Poty. A partir de ahí se puede acceder al terreno por una vía secundaria.



Fig. 3.4 – Vías de acceso.

### 3.7. Clima

En la ciudad predomina el clima templado. La temperatura máxima asciende a 36 °C en verano y baja hasta cerca de 0 °C en invierno. Debido al clima se caracteriza como una de las mejores zonas para la agricultura.

### 3.8. Vientos y asoleamiento

Para Coronel Oviedo se muestra en la siguiente figura las velocidades promedio de viento por mes;

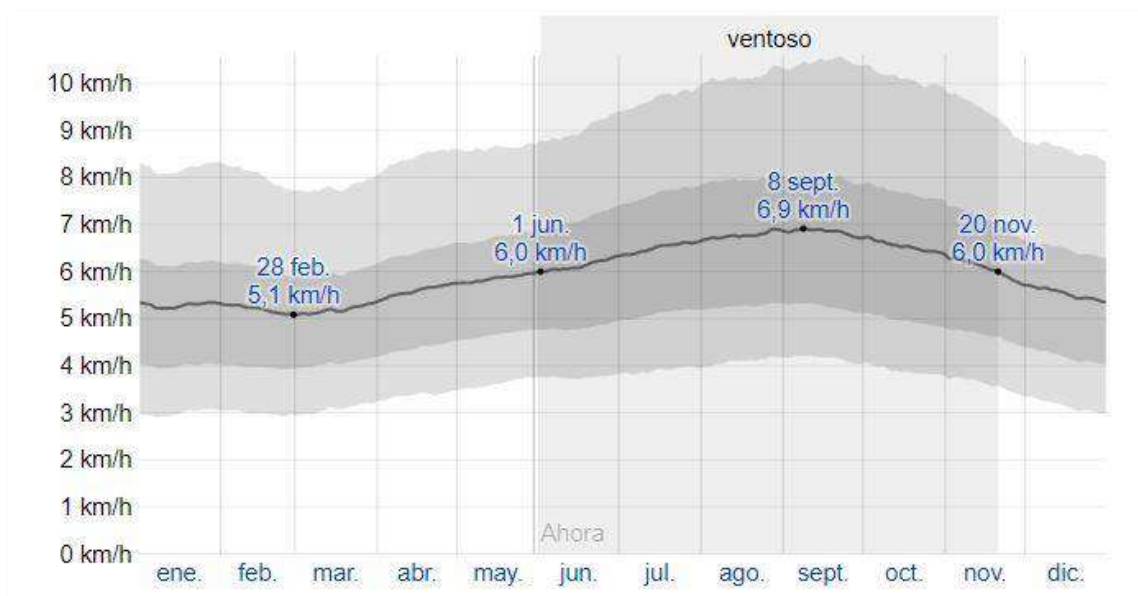


Fig. 3.5 – Velocidades promedio de viento en Coronel Oviedo.

En cuanto al asoleamiento este se da como sigue;

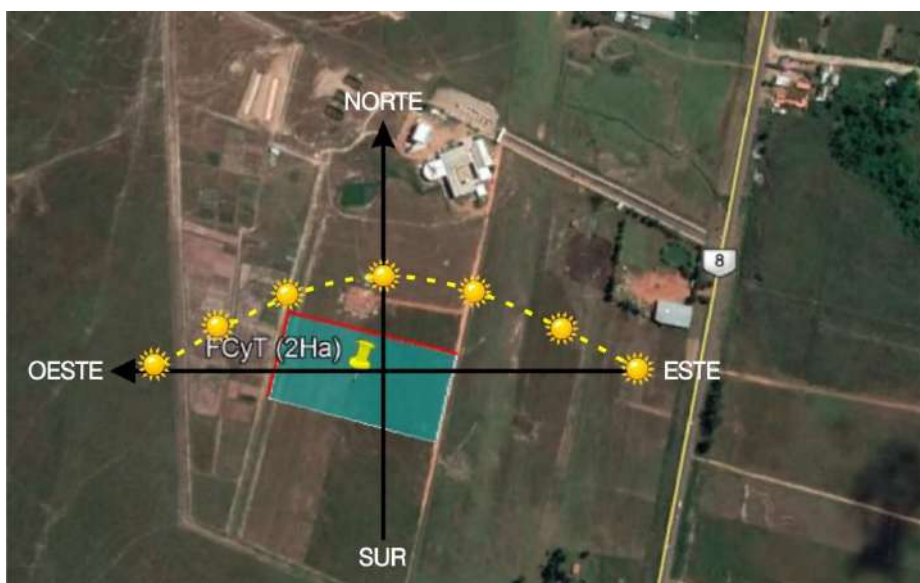


Fig. 3.6 – Asoleamiento.

## **CAPÍTULO 4**

### **PROYECTO ARQUITECTÓNICO**

#### **4.1. Definición de alcance, necesidades y objetivos**

En esta etapa inicial del proyecto se identificaron todas las necesidades de la Facultad de Ciencias y Tecnologías, desde las más urgentes hasta las necesidades complementarias, se llevó a cabo un proceso de investigación a través de entrevistas a funcionarios, autoridades y alumnos en general, así se dieron a conocer parámetros importantes para la elaboración del proyecto arquitectónico.

Se definieron los alcances y objetivos a ser cumplidos por el diseño arquitectónico, a qué necesidades se quiere responder, qué se quiere transmitir, y la funcionalidad que se espera al término del diseño.

Al final esta etapa del proyecto se pudieron listar todas las necesidades de espacios físicos requeridos por la Facultad de Ciencias y Tecnologías, de manera a que el proyecto ejecutivo se desarrolló respondiendo a todas estas.

#### **4.2. Programa Arquitectónico**

El programa arquitectónico fue elaborado mediante entrevistas a funcionarios y visitas a cada dependencia de la FCYT. Para las zonas concurridas por el alumnado, se tuvieron en cuenta la cantidad actual de estos al 2019 de manera a crear espacios físicos con capacidad suficiente.

ZONA	ESPACIO	SUB- ESPACIOS	RELACIÓN CON OTROS ESPACIOS	USUARIOS					MOBILIARIO Y EQUIPO	CANTIDAD DE USUARIOS
				PERS. ADMINISTRATIVO	PERS. DOCENTE	ESTUDIANTES	PERS. DE SERVICIO	VISITANTES		
DIRECTIVA	Decanato	Despacho Sala de Reunión SSHH	Secretaría General Vice-Decanato Sala de Juntas	x				x	Escritorio PC Archivo Mesa de Reunión	1
	Secretaría General	Oficina	Decanato Sala de Juntas	x				x	Escritorio PC Archivo	1
	Vice-Decanato	Oficina SSHH	Decanato Sala de Juntas	x				x	Escritorio PC Archivo	1
	Auditoría Interna	Oficina	Decanato	x					Escritorio PC Archivo	1
	Implementación MECIP	Oficina	recección Administrati	x					Escritorio PC Archivo	1
	Mesa de Entrada	Escritorio Sala de Espera	Secretaría General					x	Escritorio Archivo Estar	1
	Consejo Directivo	Sala de Reu	General	x	x	x		x	Mesa de Reunión	30

Tabla 4.1 - Programa Arquitectónico - Zona Directiva

DEPENDENCIAS - ZONA ADMINISTRATIVA										
ZONA	ESPACIO	SUB- ESPACIOS	RELACIÓN CON OTROS ESPACIOS	USUARIOS					MOBILIARIO Y EQUIPO	CANTIDAD DE USUARIOS
				PERS. ADMINISTRATIVO	PERS. DOCENTE	ESTUDIANTES	PERS. DE SERVICIO	VISITANTES		
FINANZAS	Perceptoría	Cajas Espera	Secretarías Académicas Dir. Administrativa			x			Cubiculos	2
	Tesorería	Oficina	Dir. Administrativa	x					Escritorio PC Archivo	1
	Contabilidad	Oficina	Dir. Administrativa	x					Escritorio PC Archivo	1
	UOC	Oficina	Dir. Administrativa Decanato	x					Escritorio PC Archivo	1
	Patrimonio	Oficina	Dir. Administrativa	x					Escritorio PC Archivo	1
	Dirección Administrativa	Oficina	Decanato	x					Escritorio PC Archivo	1
TH	Dirección de Talento Humano	Oficina	Dir. Administrativa	x	x				Escritorio PC Archivo	1
	Secretaría de Talento Humano	Oficina	Dir. Administrativa	x	x				Escritorio PC Archivo	2
RNEI	Dirección de Relaciones Nacionales e Internacionales	Oficina	Decanato	x					Escritorio PC Archivo	1

Tabla 4.2- Programa Arquitectónico - Zona Administrativa

DEPENDENCIAS - ZONA ACADÉMICA										
ZONA	ESPACIO	SUB-ESPACIOS	RELACIÓN CON OTROS ESPACIOS	USUARIOS					MOBILIARIO O EQUIPO	CANTIDAD DE USUARIOS
				PERS. ADMINISTRATIVO	PERS. DOCENTE	ESTUDIANTES	PERS. DE SERVICIO	VISITANTES		
ACADÉMICO	Dirección Académica	Oficina	Direcciones Académicas Secretarías Académicas		x	x			Escritorio PC Archivo	1
	Dirección de CPI	Oficina	Direcciones Académicas Secretaría de CPI					x	Escritorio PC Archivo	1
	Dirección de Ing. En Electricidad	Oficina	Dirección Académica Secretaría de Ing. En Electricidad		x	x			Escritorio PC Archivo	1
	Dirección de Ing. En Electrónica	Oficina	Dirección Académica Secretaría de Ing. En Electrónica		x	x			Escritorio PC Archivo	1
	Dirección de Ing. Civil	Oficina	Dirección Académica Secretaría de Ing. Civil		x	x			Escritorio PC Archivo	1
	Dirección de Ing. En Informática	Oficina	Dirección Académica Secretaría de Ing. En Informática		x	x			Escritorio PC Archivo	1
	Dirección de Posgrado	Oficina	Secretaría de Posgrado					x	Escritorio PC Archivo	1
	Secretaría Académica	Oficina	Dirección Académica Secretarías Académicas	x	x	x			Escritorio PC Archivo	1
	Secretaría de CPI	Oficina	Dirección de CPI					x	Escritorio PC Archivo	2
	Secretaría de Ing. En Electricidad	Oficina Archivo	Direcciones Académicas	x	x	x			Escritorio PC Archivo	4
	Secretaría de Ing. En Electrónica									
	Secretaría de Ing. Civil									
	Secretaría de Ing. Informática									
	Secretaría de Posgrado	Oficina	Dirección de Posgrado					x	Escritorio PC Archivo	1
Coordinación de Bienestar Estudiantil	Oficina	Direcciones Académicas		x	x			Escritorio PC Archivo	1	
Coordinación de Laboratorios	Oficina	Direcciones Académicas		x	x			Escritorio PC Archivo	1	
Coordinación de Gestión y Soporte Informático	Oficina	Secretaría Académica	x					Escritorio PC Archivo	1	

Tabla 4.3- Programa Arquitectónico - Zona Académica

DEPENDENCIAS - ZONA DIRECCIONES										
ZONA	ESPACIO	SUB-ESPACIOS	RELACIÓN CON OTROS ESPACIOS	USUARIOS					MOBILIARIO Y EQUIPO	CANTIDAD DE USUARIOS
				PERS. ADMINISTRATIVO	PERS. DOCENTE	ESTUDIANTES	PERS. DE SERVICIO	VISITANTES		
EXT	Dirección de Extensión	Oficina	Direcciones Académicas	x		x			Escritorio PC Archivo	2
	Auxiliar de Extensión									
INV	Dirección de Investigación	Oficina	Direcciones Académicas	x		x			Escritorio PC Archivo	2
	Auxiliar de Investigación									
PLAN	Dirección de Planificación	Oficina	Direcciones Académicas	x					Escritorio PC Archivo	2
	Auxiliar de Planificación Coordinador de Proyectos									
GDC	Dirección de Gestión de Calidad	Oficina	Direcciones Académicas	x					Escritorio PC Archivo	2
	Auxiliar de Gestión de Calidad									

Tabla 4.4- Programa Arquitectónico - Zona de Direcciones

DEPENDENCIAS - ZONA DOCENTES										
ZONA	ESPACIO	SUB-ESPACIOS	RELACIÓN CON OTROS ESPACIOS	USUARIOS					MOBILIARIO Y EQUIPO	CANTIDAD DE USUARIOS
				PERS. ADMINISTRATIVO	PERS. DOCENTE	ESTUDIANTES	PERS. DE SERVICIO	VISITANTES		
DOCENTES	Salón de Docentes	Cubículos Estar Fotocopiadora Librera Área de Consultas	Aulas		x	x			Cubículos Sofá - Estar Fotocopiadora Mueble p/ Libros Mesa de Reu	25 (en simultáneo)

Tabla 4.5- Programa Arquitectónico - Zona de Docentes

DEPENDENCIAS - ZONA PABELLONES										
ZONA	ESPACIO	SUB-ESPACIOS	RELACIÓN CON OTROS ESPACIOS	USUARIOS					MOBILIARIO Y EQUIPO	CANTIDAD DE USUARIOS
				PERS. ADMINISTRATIVO	PERS. DOCENTE	ESTUDIANTES	PERS. DE SERVICIO	VISITANTES		
PABELLONES	Bloque de Aulas A	Aulas	Aulas						Pizarra Sillas	600 (en simult.)
	Bloque de Aulas B	Aulas			x	x	x			600 (en simult.)
	Sanitarios	F							-	
	Sanitarios	M							-	
	Cantina	Estar Cocina							Mesas	200 (en simult.)

Tabla 4.6- Programa Arquitectónico - Zona de Aulas

DEPENDENCIAS - ZONA APOYO									
ZONA	ESPACIO	SUB-ESPACIOS	RELACIÓN CON OTROS ESPACIOS	USUARIOS					CANTIDAD DE USUARIOS
				PERS. ADMINISTRATIVO	PERS. DOCENTE	ESTUDIANTES	PERS. DE SERVICIO	VISITANTES	
APOYO	Bloque de Laboratorio	Laboratorios	Aulas						20-30 c/u
	Anfiteatro	Sala general Vestidores Sanitarios	Aulas						300 aprox.
	Biblioteca	Biblio Virtual Biblio Física Sala de estudio	Aulas		x	x	x		x
	Sala de Informática	x	Aulas						x
	Aula Magna 1 + Aula CPI	x	Aulas						150
	Aula Magna 2 + Aula Postgrado	x	Aulas						150

Tabla 4.7- Programa Arquitectónico - Zona de Apoyo

### 4.3. Diagrama Arquitectónico

La elaboración del diagrama arquitectónico para la distribución interna en la zona administrativa partió desde la estructura del organigrama general de la facultad, de ahí se fue uniendo la línea de relación entre las dependencias de dicha área, también se tuvo entrevistó a los funcionarios para identificar otras posibles relaciones.

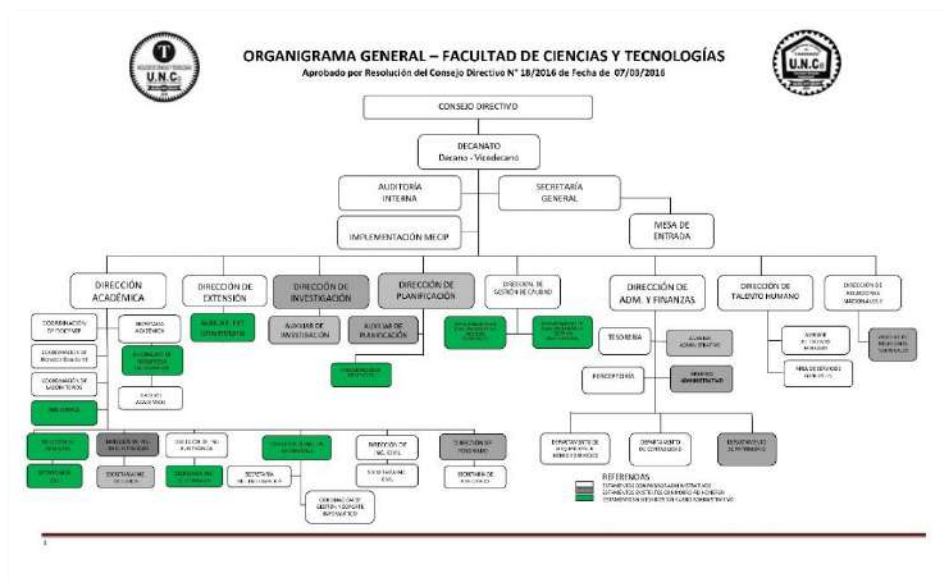


Fig. 4.1- Organigrama general de la FCyT

Por otra parte, para la zona de aulas y de uso en general se realizó un estudio exhaustivo de las posibles necesidades del alumno y de las personas que estarían de paso, de manera que el diseño cumpla con la funcionalidad deseada.

#### **4.4. Descripción del proyecto**

Una vez listadas todas las dependencias con las que debería de contar la FCYT según su organigrama general, y en base a las informaciones obtenidas mediante entrevistas a funcionarios y alumnos, se procedió a identificar cuáles serían las necesidades primordiales y las complementarias con la finalidad de poder definir un alcance y un objetivo que cumplir con el diseño del esquema básico.

De esa manera, observando la situación actual se concluyó que la necesidad más urgente es la falta de espacios para el desarrollo integral académico, como son las aulas principalmente. Actualmente, la FCYT cuenta con un total de 12 aulas aproximadamente y ante la necesidad, algunos espacios se vuelven aulas, no cumpliendo muchas veces con todas las características que estas requieren.

Siguiendo la lista de prioridad de necesidades, resultó evidente la falta de zonas de apoyo, estas constituyen espacios como bibliotecas, laboratorios, aulas magnas para conferencias, salas de informática, salas de estudio, todas estas que contribuirán a la mejor formación del alumno, y hoy en día es un complemento esencial en donde el alumno se apoya constantemente para su aprendizaje.

Por otra parte, durante la entrevista a autoridades y funcionarios, se observó la dificultad con la que desempeñan sus funciones debido a que hoy por hoy la FCYT no cuenta con un área exclusiva para las funciones administrativas, eso causa que todas las dependencias estén acomodadas como se puede dentro de

todo el predio que actualmente acoge a la FCYT, lo que muchas veces causa que las líneas de relación no funcionen eficazmente.

Si bien existen otras necesidades complementarias como polideportivos, áreas de recreación abiertas y otras, se decidió que el diseño solo abarque o responda a las necesidades primordiales mencionadas anteriormente. Esta decisión fue tomada conociendo la realidad en cuanto a recursos económicos se refiere, y con el objetivo fijo de poder diseñar un proyecto ajustado a la realidad, y que pueda ser ejecutable en distintas etapas por la FCYT conforme a la disponibilidad de recursos.

#### **4.4.1 Concepto de Diseño**

Uno de los objetivos fijado para el diseño fue brindar carácter al edificio a través de elementos representativos de las actividades a desarrollarse dentro de las instalaciones de éste, que represente a los especialistas en áreas de ingeniería, que harán uso de las instalaciones en cuanto a ser personas de alto nivel académico, competentes para incidir en la transformación y desarrollo de la sociedad Paraguaya: serias, con responsabilidades y valores morales, éticos y cívicos y con alto grado de sensibilidad social y conocimiento de la realidad nacional e internacional: así también como establecer una identidad de la facultad de ingeniería a través del individuo que se está formando.

Este concepto fue aplicado a los tres ejes que moldearon el diseño arquitectónico del edificio:

- Formal:

Que el edificio sea una identidad del estudiante de Ingeniería a través del carácter de éste, que refleje la función que tendrá; diferenciándolo de las construcciones existentes en el entorno en general, que identifique a los

estudiantes que se desenvuelven en el rubro de la construcción y tecnologías, que proyecte la época en la que se ha diseñado.

- **Tecnológico:**

Uso de materiales modernos, como el vidrio, aluminio y materiales texturizados resistentes a la intemperie, se implementarán sistemas especiales como sistema de ascensor y otras instalaciones especiales que harán del proyecto un proyecto innovador.

- **Funcional:**

Para que el edificio de respuesta a las actividades que se desarrollarán se tomará muy en cuenta las siguientes condiciones: que esté provisto de circulaciones libres, accesos directos y definidos, espacios amplios con iluminación natural y ventilación natural, con accesibilidad universal para todas las personas con discapacidad.

#### **4.4.2 Zonificación**

Tomando como base las necesidades primordiales ya mencionadas, el concepto de *construcción por etapas y posterior crecimiento vertical*, el proyecto se ha estructurado en 6 bloques relacionados entre sí:

- Bloque Administrativo: 683.55m<sup>2</sup> en 4 niveles.
- Bloque de Aulas A: 906,00m<sup>2</sup> en 3 niveles.
- Bloque de Aulas B: 906,00m<sup>2</sup> en 3 niveles.
- Bloque de Laboratorios: 906,00m<sup>2</sup> en 3 niveles.
- Bloque de Cantina: 287.52m<sup>2</sup> en 2 niveles.
- Bloque Anfiteatro: 431,26m<sup>2</sup> en 1 nivel.

Obteniéndose así un área total proyectada de 4248,28m<sup>2</sup> en planta baja, sin contar con las áreas de esparcimiento o áreas verdes y estacionamiento.

La zonificación se realizó de la siguiente manera;



Fig. 4.2- Zonificación

#### 4.4.3 Descripción del conjunto

Como se ha visto en la zonificación, se puede decir que el proyecto se constituye de tres zonas principales; la zona administrativa, la zona académica, y la zona de apoyo. El terreno proporcionado para el desarrollo de este proyecto se presenta en forma rectangular, teniendo de largo 200m y de ancho 100m, este fue utilizado de forma conveniente de manera que se puedan realizar ampliaciones posteriores según la necesidad.

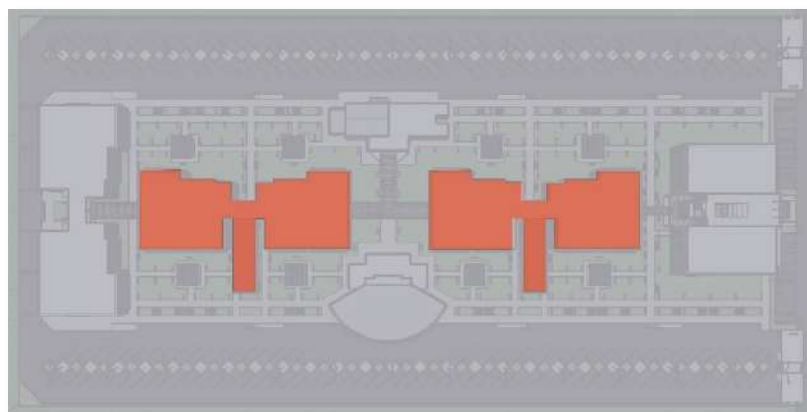
La necesidad espacial resultante nos obligó a crecer verticalmente de forma a optimizar el terreno y así poder aprovechar los espacios en nivel de terreno

natural para posteriores ampliaciones que necesariamente por la utilidad deben localizarse en planta baja.

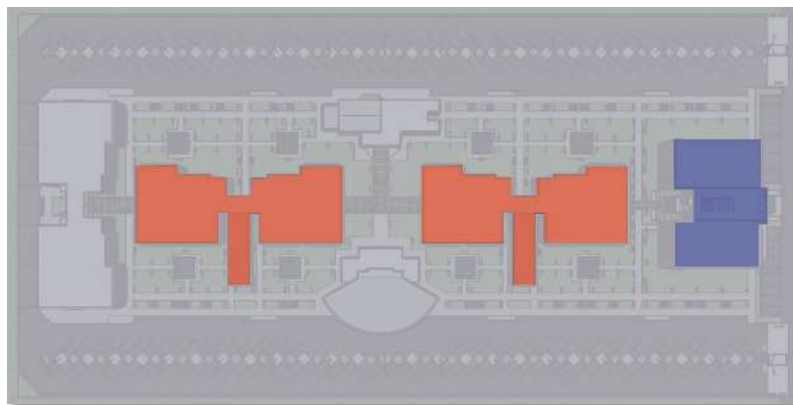
### **Concepción formal**

El diseño arquitectónico partió de una premisa principal; la construcción por etapas, en ese contexto se optó por la utilización de bloques o los comúnmente llamados pabellones de varios niveles interconectados entre sí.

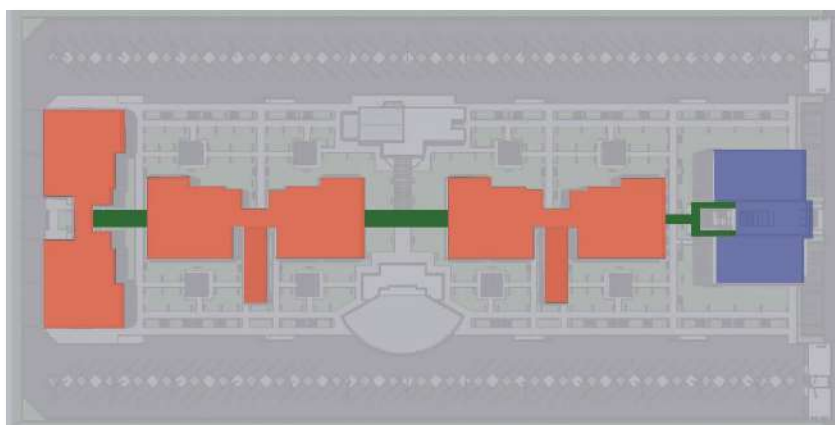
Con el objetivo de darle una jerarquización al conjunto y definir explícitamente las áreas, el diseño arquitectónico partió de dos prismas rectangulares como base pensado en las aulas, que convenientemente no se deben alejar unas de otras. El bloque de laboratorios maneja el mismo concepto formal que el de las aulas.



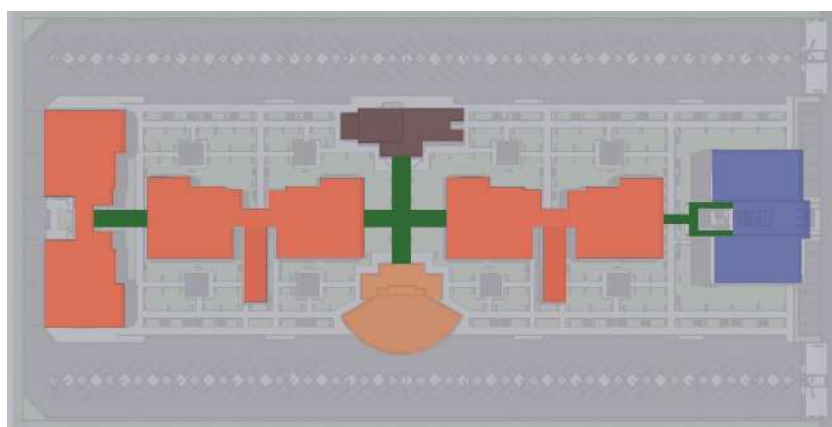
Luego, se pensó en el bloque administrativo, y se definió su ubicación como fachada principal, ya que es el lugar de recepción de personas externas a la comunidad educativa de la facultad.



Para conectar estos bloques se trazó un eje longitudinal de manera que la circulación no se corte y sea fácil para los usuarios llegar a cada punto, esta circulación se da de este a oeste y conecta a los edificios tanto en planta baja como también en el primer nivel.

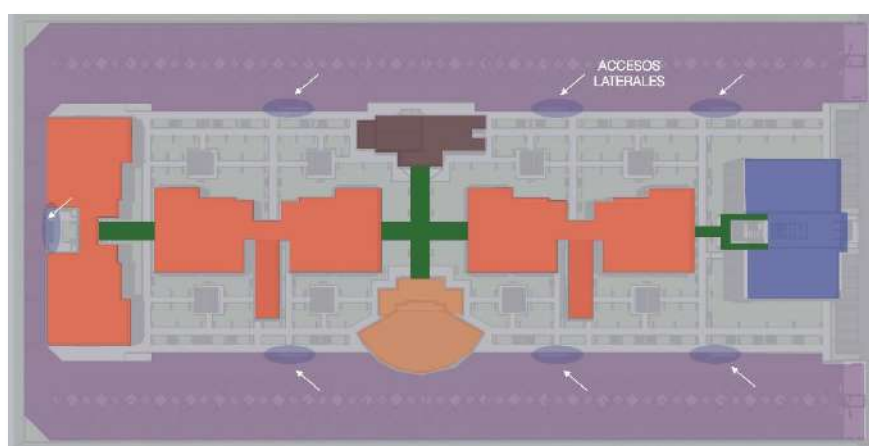


Posterior a la definición de los bloques primordiales, se ubicó el bloque de cantinas y el anfiteatro, optando por una ubicación central debido a que toda la comunidad educativa hace uso de estas áreas. De esta manera, se definieron los 6 bloques integrantes del conjunto.



La circulación de vehículos y motos se da de tal forma de poder rodear todo el conjunto, se previeron varios accesos laterales para los alumnos de manera a que accedan directamente a los bloques de aulas, con esto logramos no centralizar y colapsar el acceso en la parte principal del conjunto.

Como toda institución educativa debe obligatoriamente cumplir con toda la normativa relacionada a la accesibilidad, cada acceso tiene conjuntamente una escalera y una rampa para discapacitados, de manera a que estos puedan ingresar por cualquier acceso indistintamente.



El área restante se utilizó para la creación de espacios verdes que conforme a la necesidad de la FCYT se podrían utilizar para ampliaciones posteriores.

#### 4.4.4 Descripción de cada bloque

##### 4.4.4.1. Bloque Administrativo

Este bloque es destinado a todo personal de administración de la FCYT, tiene un área en planta baja de 683,55m<sup>2</sup>, cuenta con 4 niveles y una capacidad de 20-24 funcionarios en oficina por piso, se divide prácticamente en 2 alas separadas por la circulación central.



**Fig. 4.3-** Organización interna del Bloque Administrativo.

La distribución interior se realizó teniendo en cuenta las líneas de relación entre cada dependencia administrativa, de manera a que el diseño resulte realmente funcional y se puedan desarrollar las actividades cómodamente y con relativa rapidez. Parte de la distribución interior se encuentra separada por mamparas móviles que permiten la readaptación del espacio cuando así se requiera.

En cuanto a las áreas de cada dependencia, estas se definieron teniendo en cuenta la cantidad de personas por cada oficina y el mobiliario básico para cada una de ellas. La distribución en los distintos niveles se da de la siguiente manera;

BLOQUE ADMINISTRATIVO	PLANTA BAJA		
	Dependencia	Área	
BLOQUE ADMINISTRATIVO	ALA A	Mesa de entrada	7,39m <sup>2</sup>
		Secretarías Académicas	44,93m <sup>2</sup>
		Coord. de Sistema	14,88m <sup>2</sup>
		Dirección de Civil	20,35m <sup>2</sup>
		Dirección de Informática	20,35m <sup>2</sup>
		Dirección de Electrónica	20,35m <sup>2</sup>
		Dirección de Electricidad	20,35m <sup>2</sup>
		(3) Sanitarios	25,85m <sup>2</sup>
		Sala de Espera	32,40m <sup>2</sup>
	ALA B	Perceptoría	11,88m <sup>2</sup>
		Espera de alumnos	24,16m <sup>2</sup>
		Dirección Administrativa	20,84m <sup>2</sup>
		Tesorería	16,83m <sup>2</sup>
		Contabilidad	21,58m <sup>2</sup>
		Patrimonio	19,94m <sup>2</sup>
		Enfermería/Lactancia	28,11m <sup>2</sup>
		(3) Sanitarios	25,85m <sup>2</sup>
BLOQUE ADMINISTRATIVO	PRIMER NIVEL		
	Dependencia	Área	
BLOQUE ADMINISTRATIVO	ALA A	Coord. de Bienestar	14,87m <sup>2</sup>
		Coord. de Laboratorio	14,87m <sup>2</sup>
		Coord. de Informática	14,87m <sup>2</sup>
		Dirección Académica	11,80m <sup>2</sup>
		Dirección de Gestión de Calidad	15,79m <sup>2</sup>
		Dirección de Planificación	15,79m <sup>2</sup>
		Dirección de Investigación	15,79m <sup>2</sup>
		Dirección de Extensión	15,79m <sup>2</sup>
		3 (Sanitarios)	25,85m <sup>2</sup>
		Sala de Reuniones	39,84m <sup>2</sup>
	ALA B	Sala de Profesores	42,50m <sup>2</sup>
		Dirección de CPI	17,71m <sup>2</sup>
		Dirección de Posgrado	17,73m <sup>2</sup>
		Secretaría de Talento Humano	13,73m <sup>2</sup>
		Dirección de Relaciones Nac. e Int.	16,91m <sup>2</sup>

<b>BLOQUE ADMINISTRATIVO</b>		Dirección de Talento Humano	14,75m <sup>2</sup>	
		(3) Sanitarios	25,85m <sup>2</sup>	
	<b>SEGUNDO NIVEL</b>			
	<b>ALA A</b>	<b>Dependencia</b>		<b>Área</b>
		-		
		-		
		-		
		-		
		-		
		-		
		-		
		-		
		3 (Sanitarios)		25,85m <sup>2</sup>
	Sala de Reuniones		39,84m <sup>2</sup>	
	<b>ALA B</b>	Decanato		39,41m <sup>2</sup>
Vicedecanato		21,70m <sup>2</sup>		
MECIP		17,73m <sup>2</sup>		
Secretaría General		13,79m <sup>2</sup>		
Auditoría General		16,91m <sup>2</sup>		
UOC		14,73m <sup>2</sup>		
(3) Sanitarios		25,85m <sup>2</sup>		

**Tabla 4.8 – Distribución interna de Bloque Administrativo**

La Facultad de Ciencias y Tecnologías desde sus inicios y hasta la actualidad va incorporando constantemente funcionarios administrativos de acuerdo a las necesidades, actualmente cuenta con una cantidad de funcionarios que se mantiene entre los 45-50.

Las oficinas que actualmente desempeñan funciones en la FCYT se distribuyen desde la planta baja y abarcan hasta el segundo nivel. A sabiendas de que la comunidad educativa va creciendo año tras año, se plantea un tercer nivel sin ocupaciones con la finalidad de prever posteriores ampliaciones de personal administrativo.

En los planos adjuntos al proyecto se pueden observar los detalles de cada planta. A modo de resumen, en la siguiente tabla se observa el exterior y se describen las características generales del Bloque Administrativo:

<b>BLOQUE ADMINISTRATIVO</b>	<b>Descripción</b>	<b>Exterior</b>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Área total: 683.55m<sup>2</sup></li> <li>▪ Niveles: 4 (cuatro)</li> <li>▪ Organización: 2 alas y una circulación central</li> <li>▪ Servicios Sanitarios: cada ala cuenta con (3) sanitarios, femenino, masculino e inclusivo.</li> <li>▪ Circulación vertical: escalera central de 1.85m de ancho.</li> <li>▪ Iluminación y ventilación: se proyecta un jardín interior con la visión de aprovechar la iluminación natural y a la vez conseguir una buena ventilación.</li> <li>▪ Los espacios fueron adaptados de acuerdo a los usos reales de cada oficina, por lo que se asegura que responderán eficientemente a las exigencias del uso.</li> </ul>	

**Tabla 4.9** – Descripción general del Bloque Administrativo

#### 4.4.4.2. Bloque de Aulas A y B

En la propuesta se presentan dos bloques de aulas con las mismas dimensiones y características, ambos conectados entre sí, con un área en planta baja de 906,00m<sup>2</sup> y un desarrollo de 3 niveles.

En el bloque de aulas se integra la zona académica con algunas áreas de apoyo situadas en el nivel superior; las dependencias son las siguientes;

<b>BLOQUE DE AULAS A</b>	<b>PLANTA BAJA</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Aula 1	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 2	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 3	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 4	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 5	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 6	70,00m <sup>2</sup>
	(3) Sanitarios Sexados - Inclusivo	85,00m <sup>2</sup>
	<b>PRIMER NIVEL</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Aula 1	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 2	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 3	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 4	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 5	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 6	70,00m <sup>2</sup>
	(3) Sanitarios Sexados - Inclusivo	85,00m <sup>2</sup>
	<b>PRIMER NIVEL</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Aula Magna 1	186,00m <sup>2</sup>
Biblioteca	206,00m <sup>2</sup>	
Biblioteca Virtual	70,00m <sup>2</sup>	
Aula CPI	70,00m <sup>2</sup>	
(3) Sanitarios Sexados - Inclusivo	85,00m <sup>2</sup>	

**Tabla 4.10** – Distribución interna del Bloque de Aulas A

<b>BLOQUE DE AULAS B</b>	<b>PLANTA BAJA</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Aula 1	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 2	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 3	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 4	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 5	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 6	70,00m <sup>2</sup>
	(3) Sanitarios Sexados - Inclusivo	85,00m <sup>2</sup>
	<b>PRIMER NIVEL</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Aula 1	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 2	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 3	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 4	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 5	70,00m <sup>2</sup>
	Aula 6	70,00m <sup>2</sup>
	(3) Sanitarios Sexados - Inclusivo	85,00m <sup>2</sup>
	<b>SEGUNDO NIVEL</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Aula Magna 2	186,00m <sup>2</sup>
Sala de Informática	206,00m <sup>2</sup>	
Aula de Estudio	70,00m <sup>2</sup>	
Aula de Posgrado	70,00m <sup>2</sup>	
(3) Sanitarios Sexados - Inclusivo	85,00m <sup>2</sup>	

**Tabla 4.11** – Distribución interna del Bloque de Aulas B

## Aulas

Para el dimensionamiento de las aulas se realizaron estudios con relación a la población estudiantil y cómo va extendiéndose año tras año. Actualmente la FCYT cuenta con 4 carreras; Ing. Civil, Ing. Informática, Ing. en Electricidad, Ing. Electrónica, así son 5 cursos por carrera, esto implica, obviamente, una necesidad mínima de 5 aulas por cada carrera.

Según registro de la Secretaría Académica, la población estudiantil al 2019 es como se observa en la siguiente tabla;

CARRERAS	TOTAL DE ALUMNOS
Ing. Civil	223
Ing. en Electricidad	212
Ing. en Electrónica	79
Ing. en Informática	71
<b>TOTAL</b>	<b>585</b>

Tabla 4.12 – Población estudiantil. Año 2019.

Este registro muestra un total de 585 alumnos que actualmente estudian en la Facultad de Ciencias y Tecnologías. Por diversos motivos, la cantidad de alumnos por aulas desciende conforme avanzan los años, y, muchas veces se crea una sobrepoblación en el primer año, motivo por el cual se divide el curso en 2 secciones. Cuidando esas posibilidades, el bloque de aulas de la propuesta cuenta con 6 aulas disponibles para cada carrera en Planta Baja y Primer Nivel.

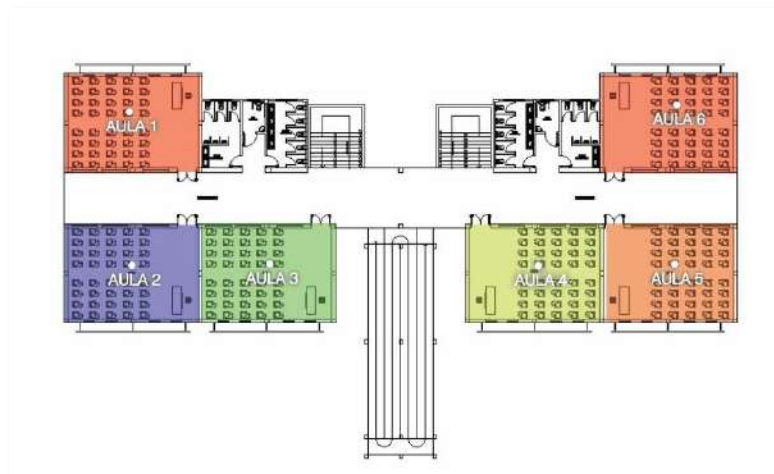


Fig. 4.4- Organización interna del Bloque de Aulas.

Cada aula proyectada cumple las siguientes características;

<b>AULAS</b>	<b>Descripción</b>	<b>Exterior</b>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Área total: 70,00m<sup>2</sup></li> <li>▪ Dimensiones: 10,00x7,00m</li> <li>▪ Área por alumno: 1,20m<sup>2</sup> según CONES.</li> <li>▪ Capacidad máx. recomendable: 45 alumnos.</li> <li>▪ Aislación acústica: con objetivo de manejar las mejores condiciones acústicas, todas las aulas tienen un cerramiento exterior de 0,30m de ancho.</li> <li>▪ Iluminación: se da de forma natural mediante aberturas y de forma artificial mediante artefactos que proporcionan el nivel lumínico adecuado (detalles más adelante).</li> <li>▪ Accesibilidad: cada bloque de aulas cuenta con una rampa para discapacitados diseñada conforme a las exigencias del CONES.</li> </ul>	

**Tabla 4.13** – Descripción general de Aulas.

De esa manera, la propuesta incluye 6 aulas por piso, en Planta Baja y Primer Nivel. Como son dos bloques idénticos, en total resultarían 24 aulas disponibles para el desarrollo académico. Si calculamos un promedio de 45 alumnos por aulas, los Bloques de Aulas A y B albergarían a un total de 1.080 alumnos, el doble de la población estudiantil actual. Como se había mencionado anteriormente, el bloque de aulas integra zonas de apoyo en el último nivel. A continuación, se describen brevemente las características generales de estas:

### **Aula CPI-Posgrado (2)**

Las aulas destinadas al CPI y Posgrado, cumplen las mismas características ya mencionadas para las aulas de carreras.

### **Aulas Magnas 1 y 2**

El presente proyecto propone 2 aulas magnas ubicadas en los distintos bloques.

<b>AULAS MAGNAS 1 y 2</b>	<b>Descripción</b>
	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Área total: 186,00m<sup>2</sup></li><li>▪ Dimensiones: 18,60x10,00m</li><li>▪ Capacidad máxima recomendable: 150 personas.</li></ul>

**Tabla 4.14** – Descripción general de Aulas Magnas.

## Biblioteca

	Descripción
<b>BIBLIOTECA</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Área total: 206,00m<sup>2</sup></li><li>▪ Capacidad máxima recomendable: 120-150 personas.</li><li>▪ Biblioteca Virtual integrada: capacidad recomendable de 40 equipos informáticos.</li><li>▪ Sanitarios integrados.</li></ul>

Tabla 4.15 – Descripción general de Biblioteca.

## Sala de Informática

	Descripción
<b>SALA DE INFORMÁTICA</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Área total: 206,00m<sup>2</sup></li><li>▪ Capacidad máxima recomendable: 70 personas con mobiliario informático.</li></ul>

Tabla 4.16 – Descripción general de Sala de informática.

#### 4.4.4.3. Bloque de Laboratorios

Este bloque sigue la misma forma y dimensión de los Bloques de Aulas A y B. La distribución interna fue realizada siguiendo los lineamientos de un proyecto de Laboratorios existente en la Facultad de Ciencias y Tecnologías que aún no se ha ejecutado. El área de cada laboratorio y la distribución de estos se observa en la siguiente tabla;

<b>BLOQUE DE LABORATORIOS</b>	<b>PLANTA BAJA</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Electrotecnia	70,00m <sup>2</sup>
	Control Hidráulico y Neumático	70,00m <sup>2</sup>
	Instalaciones Eléctricas Industriales y Residenciales	70,00m <sup>2</sup>
	Conversiones Eléctricas	70,00m <sup>2</sup>
	Robótica	70,00m <sup>2</sup>
	Electrónica	70,00m <sup>2</sup>
	(3) Sanitarios Sexados - Inklusivo	85,00m <sup>2</sup>
	<b>PRIMER NIVEL</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Automatización y Control	70,00m <sup>2</sup>
	Matemática	70,00m <sup>2</sup>
	Física	70,00m <sup>2</sup>
	Química	70,00m <sup>2</sup>
	Ingeniería de Software	70,00m <sup>2</sup>
	Ingeniería de Hardware	35,00m <sup>2</sup>
	Ingeniería de Hardware	35,00m <sup>2</sup>
	Computación de Alto Desempeño	35,00m <sup>2</sup>
	Mecánica Computacional	35,00m <sup>2</sup>
	(3) Sanitarios Sexados - Inklusivo	85,00m <sup>2</sup>
	<b>SEGUNDO NIVEL</b>	
	<b>Dependencia</b>	<b>Área</b>
	Materiales de Construcción	70,00m <sup>2</sup>
	Mecánica de Suelos y Asfalto	70,00m <sup>2</sup>
	Saneamiento e Hidráulica	70,00m <sup>2</sup>
	Estructuras de Hormigón y Madera	70,00m <sup>2</sup>
	Energías Renovables	70,00m <sup>2</sup>
	Aula	70,00m <sup>2</sup>
	(3) Sanitarios Sexados - Inklusivo	85,00m <sup>2</sup>

**Tabla 4.17** – Distribución interna del Bloque de Laboratorios

El diseño de este bloque siguiendo los mismos requerimientos y características de las aulas, fue de manera a que presente una flexibilidad y adaptabilidad de uso. Así, en los casos de que dichos laboratorios todavía no sean montados, la estructura podría utilizarse como aulas auxiliares.

#### 4.4.4.4. Bloque de Cantina

Este bloque corresponde al área de comedor, ocupa un área de 287.52m<sup>2</sup> en planta baja y cuenta con 2 niveles. Es ubicado de manera central en el conjunto ya que es un área de uso mixto.

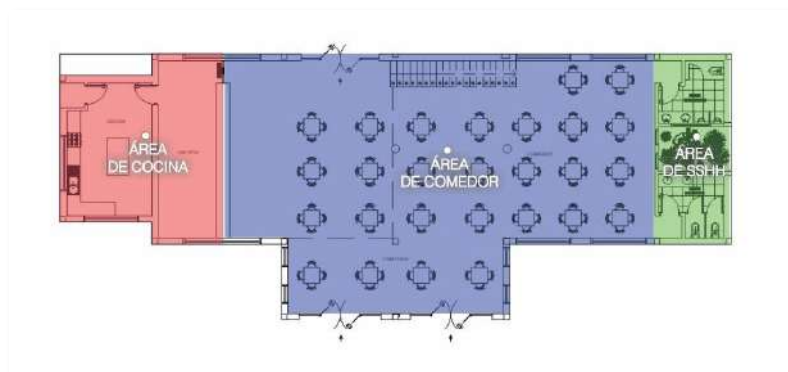


Fig. 4.5- Organización interna del Bloque de Cantina.


BLOQUE DE CANTINA	Descripción	Exterior
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Área de cocina: 48,00m<sup>2</sup></li> <li>▪ Área de comedor en doble altura: 175m<sup>2</sup></li> <li>▪ Área de sanitarios: 21,30m<sup>2</sup></li> <li>▪ Explanada exterior: 95,00m<sup>2</sup></li> </ul>	

Tabla 4.18 – Descripción general de Bloque de Cantina

#### 4.4.4.5. Bloque de Anfiteatro

Este bloque se emplaza de manera central dentro del conjunto, por el uso que demanda. Tiene un área en planta baja de 431,26m<sup>2</sup> y un solo nivel.

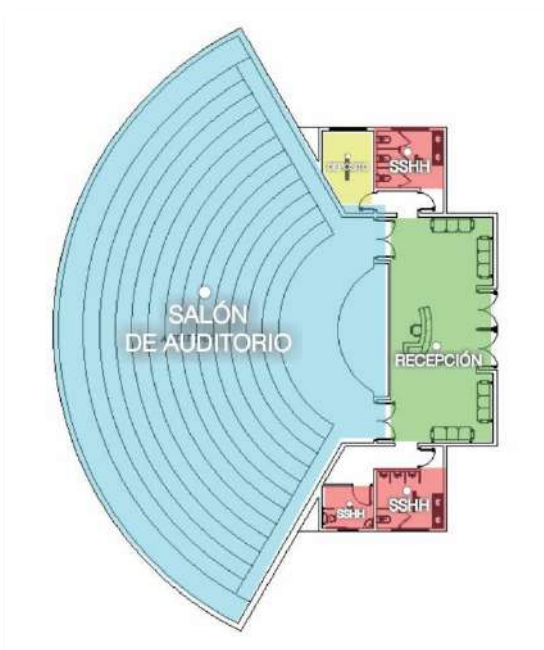


Fig. 4.6- Organización interna del Bloque de Anfiteatro.

Las características generales se citan a continuación;

<b>BLOQUE ANFITEATRO</b>	<b>Descripción</b>	<b>Exterior</b>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Salón auditorio: 303,70m<sup>2</sup></li> <li>▪ Capacidad del salón: 340 personas sentadas.</li> <li>▪ Área de sanitarios: 25,70m<sup>2</sup></li> </ul>	<p>La imagen muestra la fachada exterior del edificio, caracterizada por un diseño contemporáneo con un acceso central protegido por una estructura superior, y columnas de ladrillo que flanquean el ingreso.</p>

Tabla 4.19 – Descripción general de Bloque Anfiteatro

#### 4.4.4.6. Entorno y estacionamiento

El entorno del conjunto está constituido por áreas verdes y camineros, los camineros se configuraron de manera a poder acceder por los laterales a los Bloques de Aulas A y B directamente y en la parte posterior al Bloque de Laboratorios, esto permite que los alumnos no tengan que ingresar específicamente por el área administrativa.

Estas áreas verdes pueden ser reutilizadas para posibles ampliaciones en la planta baja.

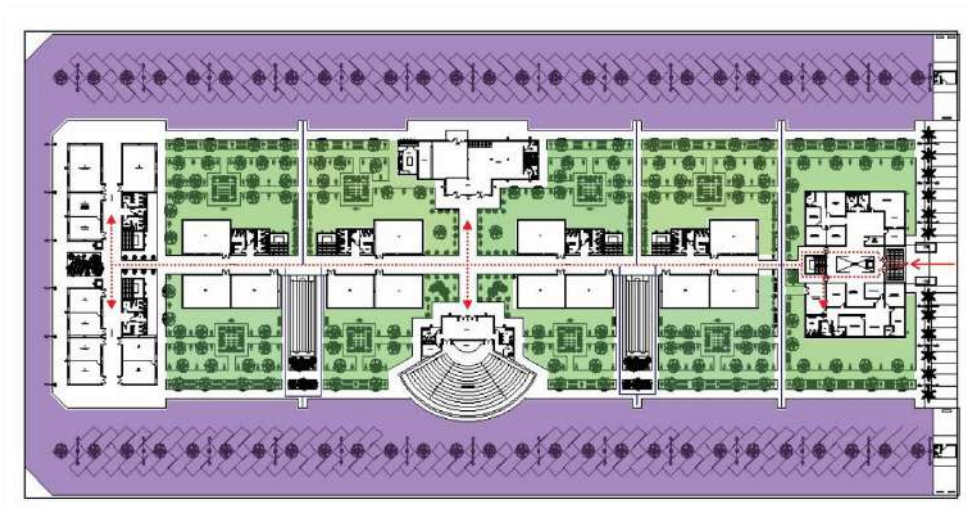


Fig. 4.7- Organización del entorno del conjunto.

En cuanto al estacionamiento, este sigue las siguientes características;

ENTORNO	Descripción
	▪ Capacidad p/ vehículos: 200; p/ motos: 280.

Tabla 4.20 – Descripción general de Estacionamiento

## CAPÍTULO 5

### PROYECTO ESTRUCTURAL

#### 5.1. Descripción del conjunto

Una estructura se refiere a un sistema de partes conectadas que se utiliza para soportar una carga. Cuando se diseña una estructura para que desempeñe una función específica para el uso público, se debe considerar la seguridad, estética y facilidad de mantenimiento y a la vez tener presentes limitantes económicas y ambientales. Este proceso de diseño es tanto creativo como técnico y requiere un conocimiento fundamental de las propiedades de los materiales y de las leyes de la mecánica que rigen la respuesta de los materiales.

Luego de haber culminado el proyecto arquitectónico, se procedió a determinar la estructura. Esta se realizó de manera aislada para cada bloque, sin embargo, los criterios y las normas utilizadas se unificaron para todo el conjunto.

Anteriormente se hablaba de que el proyecto debía ajustarse a la realidad de los recursos de la Facultad de Ciencias y Tecnologías, en ese sentido, se optó por estructurar el conjunto de manera a poder ejecutarlo mediante un sistema constructivo convencional, con la finalidad de no generar gastos extras al proyecto con nuevas tecnologías que, si bien son bastante eficaces, generan altos costos de obra.

De esa manera y adaptándose a las condiciones arquitectónicas, los distintos bloques de han estructurado a base de pórticos, formado por columnas, losas y vigas. Debido a las características del suelo, no se permite una cimentación superficial por lo que se recurrió a las cimentaciones profundas, específicamente pilotes in situ de Hormigón Armado.

Con miras a la expansión de los bloques, en el cálculo se previó un nivel más en cada uno de ellos, excepto en el Administrativo y el Anfiteatro.

El cálculo de estructuras fue ejecutado mediante la herramienta para cálculo de estructuras “CYPECAD”, se ha modelado la estructura de cada bloque teniendo en cuenta los criterios y normas definidos para todo el conjunto. En el caso de estructuras metálicas se ha recurrido a “CYPECAD 3D”. Más adelante se muestran las memorias de cálculo.

## 5.2. Aspectos generales del diseño

Se describen a continuación las normas y criterios unificados para todo el conjunto en general;

### 5.2.1. Normas

En la siguiente tabla se citan las normas consideradas;

<b>Acciones</b>	Eurocódigo 1 – Acciones en estructuras
<b>Hormigón</b>	Eurocódigo 2 – Proyecto de estructuras de Hormigón
<b>Acero</b>	AISI S100-2007 (LRFD)
<b>Viento</b>	NP N°196 – Acción del viento en las construcciones

**Tabla 5.1** – Normas consideradas en el análisis estructural

En adelante, todo el análisis estructural descrito tendrá como base las normas mencionadas.

## 5.2.2. Materiales empleados

### Hormigón

Este material tiene una excelente resistencia a la compresión, puesto que puede soportar gran cantidad de carga axial, con relativamente poco volumen de hormigón, pero cuando los esfuerzos son de tracción, este material es inútil prácticamente y necesita la ayuda del acero de refuerzo.

Teniendo conocimiento de que, en la zona de ejecución del proyecto, la resistencia del hormigón usual ronda por los 16Mpa-20Mpa, en el presente proyecto se optó por un hormigón de;

- Resistencia característica en probetas cilíndricas;  $f_{ck} = 16\text{MPa}$
- Resistencia característica en probetas cúbicas;  $f_{ck} = 20\text{MPa}$
- Tamaño máximo de árido;  $a = 15\text{mm}$
- Coeficiente de minoración;  $\gamma_c = 1,50$

### Acero

En barras S-400;

- Resistencia característica;  $f_{yk} = 400\text{MPa}$
- Coeficiente de minoración;  $\gamma_s = 1,15$

En perfiles ASTM A 36;

- Límite elástico;  $f_{yk} = 250\text{MPa}$

## 5.2.3. Cargas de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales se consideró dos tipos de cargas principales; las cargas muertas y las sobrecargas de uso. En los bloques con cubiertas metálicas se consideraron acciones de viento.

- **Carga Muerta (CM):** se consideran las cargas permanentes que la estructura soporta, como el peso real de los materiales que conforman la edificación, dispositivos de servicio y equipos, mamposterías y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio.

El peso propio de los elementos estructurales se calcula directamente con el software de cálculo CYPECAD, es decir los pesos propios de vigas, columnas y losas ya se incluyen en el análisis realizado por el programa. Para calcular el peso de otros elementos como cerramientos y vidrios (**Anexo 2**), se han tomado los siguientes pesos unitarios;

- Albañilería (ladrillo hueco);  $\gamma_m = 16 \text{ kN/m}^3$
- Vidrio Templado;  $\gamma_v = 24,5 \text{ kN/m}^3$
- **Sobrecarga de uso (SC):** se considera el peso eventual de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación. Los valores según categorías clasificadas en la norma UNE-EN 1990-1-1 se muestran en las siguientes tablas;

Categoría	Uso específico	Ejemplo
A	Zonas de actividades domésticas y residenciales	Habitaciones en edificios residenciales y viviendas individuales; dormitorios y pasillos en hospitales; dormitorios en hoteles y cocinas y lavabos en hostales.
B	Zonas de oficinas	
C	Zonas donde pueda congregarse la gente (con excepción de las zonas definidas bajo las categorías A, B y D <sup>1)</sup> )	<p><b>C1:</b> Zonas con mesas, etc., por ejemplo, zonas en colegios, cafés, restaurantes, comedores, salas de lectura, recepciones.</p> <p><b>C2:</b> Zonas con asientos fijos, por ejemplo, zonas en iglesias, teatros o cines, salas de conferencias, salones de actos, salas de reuniones, salas de espera, salas de espera en estaciones de ferrocarril.</p> <p><b>C3:</b> Zonas sin obstáculos para el movimiento de personas, por ejemplo, zonas en museos, salas de exposiciones, etc., y zonas de acceso en edificios públicos y de la administración, hoteles, hospitales, antecorredores de estaciones del ferrocarril.</p> <p><b>C4:</b> Zonas con posibles actividades físicas, por ejemplo, salones de baile, salas de gimnasio, escenarios.</p> <p><b>C5:</b> Zonas susceptibles de reunir grandes masas, por ejemplo, en edificios para celebraciones públicas como salas de conciertos, palacios de deportes incluidas las gradas, terrazas y zonas de acceso y andenes del tren.</p>
D	Zonas comerciales	<p><b>D1:</b> Zonas en tiendas al detalle</p> <p><b>D2:</b> Zonas en grandes almacenes</p>
<p>1) Se llama la atención sobre el apartado 6.3.1.1 (2), en particular en cuanto a C4 y C5. Véase la Norma EN 1990 cuando haya que tener en cuenta los efectos dinámicos. En cuanto a la categoría E, véase la tabla 6.3.</p> <p>NOTA 1 – Dependiendo de los usos previstos, zonas que pueden ser de las categorías C2, C3, y C4 pueden pasar a ser de la categoría C5 por decisión del cliente y/o el anexo nacional.</p> <p>NOTA 2 – El anexo nacional puede establecer sub-categorías para A, B, C1 a C5, D1 y D2.</p> <p>NOTA 3 – Véase el apartado 6.3.2 para la actividad industrial y de almacenamiento.</p>		

**Tabla 5.2 – División de usos por categorías**

Categorías de zonas de carga	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Categoría A</b>		
- Suelos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
- Escaleras	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
- Balcones	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
<b>Categoría B</b>	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
<b>Categoría C</b>		
- C1	<u>2,0</u> a <u>3,0</u>	<u>3,0</u> a <u>4,0</u>
- C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
- C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
<b>Categoría D</b>		
- D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

**Tabla 5.3 – Sobrecargas de uso según UNE-EN 1990 1-1-1**

- Carga de viento: el bloque de cantinas y el anfiteatro tiene áreas con cubiertas metálicas por lo que en estos bloques se ha considerado acciones de viento según la NP N°196;

**Fig. 5.1 – Parámetros considerados en acción de viento**

### 5.2.4. Combinaciones de cargas

Para el diseño estructural es necesario aplicar factores de amplificación de cargas con el objetivo de reproducir una situación de carga extrema cuya posibilidad de ser excedida será baja. Los factores y las combinaciones utilizadas para todo el conjunto fueron las siguientes;

- En el caso de estructuras netamente de H<sup>°</sup>A<sup>°</sup>;

Donde; PP: Peso propio – CM; Cargas muertas – Qa; Sobrecarga de uso

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**
- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**

Comb.	PP	CM	Qa
1	1.000	1.000	
2	1.350	1.350	
3	1.000	1.000	1.500
4	1.350	1.350	1.500

- **E.L.U. de rotura. Acero conformado**  
AISI/NASPEC-2007 (LRFD)  
ASCE 7

Comb.	PP	CM	Qa
1	1.400	1.400	
2	1.200	1.200	
3	1.200	1.200	1.600
4	0.900	0.900	

- **Tensiones sobre el terreno**

Comb.	PP	CM	Qa
1	1.000	1.000	
2	1.000	1.000	1.300

- **Desplazamientos**  
Acciones características

Comb.	PP	CM	Qa
1	1.000	1.000	
2	1.000	1.000	1.000

**Tabla 5.2 – Factores y combinaciones de carga en estructuras de H<sup>°</sup>A<sup>°</sup>**

- En el caso de estructuras integradas de H°A° y Acero Conformado;

Donde; PP: Peso propio – CM; Cargas muertas – Qa (D); Sobrecarga (Uso D. Comercios) – Qa (3); Sobrecarga (Uso Cubiertas) – Q(3); Sobrecarga de uso (Uso Cubiertas)

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**
- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posição central	Direção 180 graus posición extremo
1	1.000	1.000									
2	1.350	1.350									
3	1.000	1.000	1.500								
4	1.350	1.350	1.500								
5	1.000	1.000		1.500							
6	1.350	1.350		1.500							
7	1.000	1.000	1.050	1.500							
8	1.350	1.350	1.050	1.500							
9	1.000	1.000	1.500	1.050							
10	1.350	1.350	1.500	1.050							
11	1.000	1.000			1.500						
12	1.350	1.350			1.500						
13	1.000	1.000	1.050		1.500						
14	1.350	1.350	1.050		1.500						
15	1.000	1.000		1.500	1.500						
16	1.350	1.350		1.500	1.500						
17	1.000	1.000	1.050	1.500	1.500						
18	1.350	1.350	1.050	1.500	1.500						
19	1.000	1.000	1.500		1.050						
20	1.350	1.350	1.500		1.050						
21	1.000	1.000	1.500	1.050	1.050						
22	1.350	1.350	1.500	1.050	1.050						
23	1.000	1.000				1.500					
24	1.350	1.350				1.500					
25	1.000	1.000	1.050			1.500					
26	1.350	1.350	1.050			1.500					
27	1.000	1.000		1.050		1.500					
28	1.350	1.350		1.050		1.500					
29	1.000	1.000	1.050	1.050		1.500					
30	1.350	1.350	1.050	1.050		1.500					
31	1.000	1.000			1.050	1.500					
32	1.350	1.350			1.050	1.500					
33	1.000	1.000	1.050		1.050	1.500					
34	1.350	1.350	1.050		1.050	1.500					
35	1.000	1.000		1.050	1.050	1.500					
36	1.350	1.350		1.050	1.050	1.500					

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posição central	Direção 180 graus posição extremo
37	1.000	1.000	1.050	1.050	1.050	1.500					
38	1.350	1.350	1.050	1.050	1.050	1.500					
39	1.000	1.000	1.500			0.900					
40	1.350	1.350	1.500			0.900					
41	1.000	1.000		1.500		0.900					
42	1.350	1.350		1.500		0.900					
43	1.000	1.000	1.050	1.500		0.900					
44	1.350	1.350	1.050	1.500		0.900					
45	1.000	1.000	1.500	1.050		0.900					
46	1.350	1.350	1.500	1.050		0.900					
47	1.000	1.000			1.500	0.900					
48	1.350	1.350			1.500	0.900					
49	1.000	1.000	1.050		1.500	0.900					
50	1.350	1.350	1.050		1.500	0.900					
51	1.000	1.000		1.500	1.500	0.900					
52	1.350	1.350		1.500	1.500	0.900					
53	1.000	1.000	1.050	1.500	1.500	0.900					
54	1.350	1.350	1.050	1.500	1.500	0.900					
55	1.000	1.000	1.500		1.050	0.900					
56	1.350	1.350	1.500		1.050	0.900					
57	1.000	1.000	1.500	1.050	1.050	0.900					
58	1.350	1.350	1.500	1.050	1.050	0.900					
59	1.000	1.000					1.500				
60	1.350	1.350					1.500				
61	1.000	1.000	1.050				1.500				
62	1.350	1.350	1.050				1.500				
63	1.000	1.000		1.050			1.500				
64	1.350	1.350		1.050			1.500				
65	1.000	1.000	1.050	1.050			1.500				
66	1.350	1.350	1.050	1.050			1.500				
67	1.000	1.000			1.050		1.500				
68	1.350	1.350			1.050		1.500				
69	1.000	1.000	1.050		1.050		1.500				
70	1.350	1.350	1.050		1.050		1.500				
71	1.000	1.000		1.050	1.050		1.500				
72	1.350	1.350		1.050	1.050		1.500				
73	1.000	1.000	1.050	1.050	1.050		1.500				
74	1.350	1.350	1.050	1.050	1.050		1.500				
75	1.000	1.000	1.500				0.900				
76	1.350	1.350	1.500				0.900				
77	1.000	1.000		1.500			0.900				
78	1.350	1.350		1.500			0.900				
79	1.000	1.000	1.050	1.500			0.900				
80	1.350	1.350	1.050	1.500			0.900				
81	1.000	1.000	1.500	1.050			0.900				

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posição central	Direção 180 graus posição extremo
82	1.350	1.350	1.500	1.050			0.900				
83	1.000	1.000			1.500		0.900				
84	1.350	1.350			1.500		0.900				
85	1.000	1.000	1.050		1.500		0.900				
86	1.350	1.350	1.050		1.500		0.900				
87	1.000	1.000		1.500	1.500		0.900				
88	1.350	1.350		1.500	1.500		0.900				
89	1.000	1.000	1.050	1.500	1.500		0.900				
90	1.350	1.350	1.050	1.500	1.500		0.900				
91	1.000	1.000	1.500		1.050		0.900				
92	1.350	1.350	1.500		1.050		0.900				
93	1.000	1.000	1.500	1.050	1.050		0.900				
94	1.350	1.350	1.500	1.050	1.050		0.900				
95	1.000	1.000						1.500			
96	1.350	1.350						1.500			
97	1.000	1.000	1.050					1.500			
98	1.350	1.350	1.050					1.500			
99	1.000	1.000		1.050				1.500			
100	1.350	1.350		1.050				1.500			
101	1.000	1.000	1.050	1.050				1.500			
102	1.350	1.350	1.050	1.050				1.500			
103	1.000	1.000			1.050			1.500			
104	1.350	1.350			1.050			1.500			
105	1.000	1.000	1.050		1.050			1.500			
106	1.350	1.350	1.050		1.050			1.500			
107	1.000	1.000		1.050	1.050			1.500			
108	1.350	1.350		1.050	1.050			1.500			
109	1.000	1.000	1.050	1.050	1.050			1.500			
110	1.350	1.350	1.050	1.050	1.050			1.500			
111	1.000	1.000	1.500					0.900			
112	1.350	1.350	1.500					0.900			
113	1.000	1.000		1.500				0.900			
114	1.350	1.350		1.500				0.900			
115	1.000	1.000	1.050	1.500				0.900			
116	1.350	1.350	1.050	1.500				0.900			
117	1.000	1.000	1.500	1.050				0.900			
118	1.350	1.350	1.500	1.050				0.900			
119	1.000	1.000			1.500			0.900			
120	1.350	1.350			1.500			0.900			
121	1.000	1.000	1.050		1.500			0.900			
122	1.350	1.350	1.050		1.500			0.900			
123	1.000	1.000		1.500	1.500			0.900			
124	1.350	1.350		1.500	1.500			0.900			
125	1.000	1.000	1.050	1.500	1.500			0.900			
126	1.350	1.350	1.050	1.500	1.500			0.900			

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posição central	Direção 180 graus posição extremo
127	1.000	1.000	1.500		1.050			0.900			
128	1.350	1.350	1.500		1.050			0.900			
129	1.000	1.000	1.500	1.050	1.050			0.900			
130	1.350	1.350	1.500	1.050	1.050			0.900			
131	1.000	1.000							1.500		
132	1.350	1.350							1.500		
133	1.000	1.000	1.050						1.500		
134	1.350	1.350	1.050						1.500		
135	1.000	1.000		1.050					1.500		
136	1.350	1.350		1.050					1.500		
137	1.000	1.000	1.050	1.050					1.500		
138	1.350	1.350	1.050	1.050					1.500		
139	1.000	1.000			1.050				1.500		
140	1.350	1.350			1.050				1.500		
141	1.000	1.000	1.050		1.050				1.500		
142	1.350	1.350	1.050		1.050				1.500		
143	1.000	1.000		1.050	1.050				1.500		
144	1.350	1.350		1.050	1.050				1.500		
145	1.000	1.000	1.050	1.050	1.050				1.500		
146	1.350	1.350	1.050	1.050	1.050				1.500		
147	1.000	1.000	1.500						0.900		
148	1.350	1.350	1.500						0.900		
149	1.000	1.000		1.500					0.900		
150	1.350	1.350		1.500					0.900		
151	1.000	1.000	1.050	1.500					0.900		
152	1.350	1.350	1.050	1.500					0.900		
153	1.000	1.000	1.500	1.050					0.900		
154	1.350	1.350	1.500	1.050					0.900		
155	1.000	1.000			1.500				0.900		
156	1.350	1.350			1.500				0.900		
157	1.000	1.000	1.050		1.500				0.900		
158	1.350	1.350	1.050		1.500				0.900		
159	1.000	1.000		1.500	1.500				0.900		
160	1.350	1.350		1.500	1.500				0.900		
161	1.000	1.000	1.050	1.500	1.500				0.900		
162	1.350	1.350	1.050	1.500	1.500				0.900		
163	1.000	1.000	1.500		1.050				0.900		
164	1.350	1.350	1.500		1.050				0.900		
165	1.000	1.000	1.500	1.050	1.050				0.900		
166	1.350	1.350	1.500	1.050	1.050				0.900		
167	1.000	1.000								1.500	
168	1.350	1.350								1.500	
169	1.000	1.000	1.050							1.500	
170	1.350	1.350	1.050							1.500	
171	1.000	1.000		1.050						1.500	

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posição central	Direção 180 graus posição extremo
172	1.350	1.350		1.050						1.500	
173	1.000	1.000	1.050	1.050						1.500	
174	1.350	1.350	1.050	1.050						1.500	
175	1.000	1.000			1.050					1.500	
176	1.350	1.350			1.050					1.500	
177	1.000	1.000	1.050		1.050					1.500	
178	1.350	1.350	1.050		1.050					1.500	
179	1.000	1.000		1.050	1.050					1.500	
180	1.350	1.350		1.050	1.050					1.500	
181	1.000	1.000	1.050	1.050	1.050					1.500	
182	1.350	1.350	1.050	1.050	1.050					1.500	
183	1.000	1.000	1.500							0.900	
184	1.350	1.350	1.500							0.900	
185	1.000	1.000		1.500						0.900	
186	1.350	1.350		1.500						0.900	
187	1.000	1.000	1.050	1.500						0.900	
188	1.350	1.350	1.050	1.500						0.900	
189	1.000	1.000	1.500	1.050						0.900	
190	1.350	1.350	1.500	1.050						0.900	
191	1.000	1.000			1.500					0.900	
192	1.350	1.350			1.500					0.900	
193	1.000	1.000	1.050		1.500					0.900	
194	1.350	1.350	1.050		1.500					0.900	
195	1.000	1.000		1.500	1.500					0.900	
196	1.350	1.350		1.500	1.500					0.900	
197	1.000	1.000	1.050	1.500	1.500					0.900	
198	1.350	1.350	1.050	1.500	1.500					0.900	
199	1.000	1.000	1.500		1.050					0.900	
200	1.350	1.350	1.500		1.050					0.900	
201	1.000	1.000	1.500	1.050	1.050					0.900	
202	1.350	1.350	1.500	1.050	1.050					0.900	
203	1.000	1.000									1.500
204	1.350	1.350									1.500
205	1.000	1.000	1.050								1.500
206	1.350	1.350	1.050								1.500
207	1.000	1.000		1.050							1.500
208	1.350	1.350		1.050							1.500
209	1.000	1.000	1.050	1.050							1.500
210	1.350	1.350	1.050	1.050							1.500
211	1.000	1.000			1.050						1.500
212	1.350	1.350			1.050						1.500
213	1.000	1.000	1.050		1.050						1.500
214	1.350	1.350	1.050		1.050						1.500
215	1.000	1.000		1.050	1.050						1.500
216	1.350	1.350		1.050	1.050						1.500

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posição central	Direção 180 graus posição extremo
217	1.000	1.000	1.050	1.050	1.050						1.500
218	1.350	1.350	1.050	1.050	1.050						1.500
219	1.000	1.000	1.500								0.900
220	1.350	1.350	1.500								0.900
221	1.000	1.000		1.500							0.900
222	1.350	1.350		1.500							0.900
223	1.000	1.000	1.050	1.500							0.900
224	1.350	1.350	1.050	1.500							0.900
225	1.000	1.000	1.500	1.050							0.900
226	1.350	1.350	1.500	1.050							0.900
227	1.000	1.000			1.500						0.900
228	1.350	1.350			1.500						0.900
229	1.000	1.000	1.050		1.500						0.900
230	1.350	1.350	1.050		1.500						0.900
231	1.000	1.000		1.500	1.500						0.900
232	1.350	1.350		1.500	1.500						0.900
233	1.000	1.000	1.050	1.500	1.500						0.900
234	1.350	1.350	1.050	1.500	1.500						0.900
235	1.000	1.000	1.500		1.050						0.900
236	1.350	1.350	1.500		1.050						0.900
237	1.000	1.000	1.500	1.050	1.050						0.900
238	1.350	1.350	1.500	1.050	1.050						0.900

■ **E.L.U. de rotura. Acero conformado**  
AISI/NASPEC-2007 (LRFD)  
ASCE 7

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção -90 graus	Direção 0 graus (A) posición central	Direção 0 graus (A) posición extremo	Direção 180 graus posición central	Direção 180 graus posición extremo
1	1.400	1.400									
2	1.200	1.200									
3	1.200	1.200	1.600								
4	1.200	1.200	1.600	0.500							
5	1.200	1.200	1.600		0.500						
6	1.200	1.200		0.500	0.500						
7	1.200	1.200	1.600	0.500	0.500						
8	1.200	1.200		1.600							
9	1.200	1.200	1.000	1.600							
10	1.200	1.200			1.600						
11	1.200	1.200	1.000		1.600						
12	1.200	1.200		1.600	1.600						
13	1.200	1.200	1.000	1.600	1.600						
14	1.200	1.200		1.600		0.800					
15	1.200	1.200			1.600	0.800					

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção -90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posição central	Direção 180 graus posición extremo
16	1.200	1.200		1.600	1.600	0.800					
17	1.200	1.200		1.600			0.800				
18	1.200	1.200			1.600		0.800				
19	1.200	1.200		1.600	1.600		0.800				
20	1.200	1.200		1.600				0.800			
21	1.200	1.200			1.600			0.800			
22	1.200	1.200		1.600	1.600			0.800			
23	1.200	1.200		1.600					0.800		
24	1.200	1.200			1.600				0.800		
25	1.200	1.200		1.600	1.600				0.800		
26	1.200	1.200		1.600						0.800	
27	1.200	1.200			1.600					0.800	
28	1.200	1.200		1.600	1.600					0.800	
29	1.200	1.200		1.600							0.800
30	1.200	1.200			1.600						0.800
31	1.200	1.200		1.600	1.600						0.800
32	1.200	1.200				1.600					
33	1.200	1.200	1.000			1.600					
34	1.200	1.200		0.500		1.600					
35	1.200	1.200	1.000	0.500		1.600					
36	1.200	1.200			0.500	1.600					
37	1.200	1.200	1.000		0.500	1.600					
38	1.200	1.200		0.500	0.500	1.600					
39	1.200	1.200	1.000	0.500	0.500	1.600					
40	1.200	1.200					1.600				
41	1.200	1.200	1.000				1.600				
42	1.200	1.200		0.500			1.600				
43	1.200	1.200	1.000	0.500			1.600				
44	1.200	1.200			0.500		1.600				
45	1.200	1.200	1.000		0.500		1.600				
46	1.200	1.200		0.500	0.500		1.600				
47	1.200	1.200	1.000	0.500	0.500		1.600				
48	1.200	1.200						1.600			
49	1.200	1.200	1.000					1.600			
50	1.200	1.200		0.500				1.600			
51	1.200	1.200	1.000	0.500				1.600			
52	1.200	1.200			0.500			1.600			
53	1.200	1.200	1.000		0.500			1.600			
54	1.200	1.200		0.500	0.500			1.600			
55	1.200	1.200	1.000	0.500	0.500			1.600			
56	1.200	1.200							1.600		
57	1.200	1.200	1.000						1.600		
58	1.200	1.200		0.500					1.600		
59	1.200	1.200	1.000	0.500					1.600		
60	1.200	1.200			0.500				1.600		

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção -90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posición extremo	Direção 180 graus posición central	Direção 180 graus posición extremo
61	1.200	1.200	1.000		0.500				1.600		
62	1.200	1.200		0.500	0.500				1.600		
63	1.200	1.200	1.000	0.500	0.500				1.600		
64	1.200	1.200								1.600	
65	1.200	1.200	1.000							1.600	
66	1.200	1.200		0.500						1.600	
67	1.200	1.200	1.000	0.500						1.600	
68	1.200	1.200			0.500					1.600	
69	1.200	1.200	1.000		0.500					1.600	
70	1.200	1.200		0.500	0.500					1.600	
71	1.200	1.200	1.000	0.500	0.500					1.600	
72	1.200	1.200									1.600
73	1.200	1.200	1.000								1.600
74	1.200	1.200		0.500							1.600
75	1.200	1.200	1.000	0.500							1.600
76	1.200	1.200			0.500						1.600
77	1.200	1.200	1.000		0.500						1.600
78	1.200	1.200		0.500	0.500						1.600
79	1.200	1.200	1.000	0.500	0.500						1.600
80	0.900	0.900									
81	0.900	0.900				1.600					
82	0.900	0.900					1.600				
83	0.900	0.900						1.600			
84	0.900	0.900							1.600		
85	0.900	0.900								1.600	
86	0.900	0.900									1.600

■ Tensiones sobre el terreno

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção -90 graus	Direção 0 graus (A) posición central	Direção 0 graus (A) posición extremo	Direção 180 graus posición central	Direção 180 graus posición extremo
1	1.000	1.000									
2	1.000	1.000	1.300								
3	1.000	1.000		1.300							
4	1.000	1.000	0.910	1.300							
5	1.000	1.000	1.300	0.910							
6	1.000	1.000			1.300						
7	1.000	1.000	0.910		1.300						
8	1.000	1.000		1.300	1.300						
9	1.000	1.000	0.910	1.300	1.300						
10	1.000	1.000	1.300		0.910						

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção o 90 graus	Direção - 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posición central	Direção 180 graus posición extremo
11	1.000	1.000	1.300	0.910	0.910						
12	1.000	1.000				1.300					
13	1.000	1.000	0.910			1.300					
14	1.000	1.000		0.910		1.300					
15	1.000	1.000	0.910	0.910		1.300					
16	1.000	1.000			0.910	1.300					
17	1.000	1.000	0.910		0.910	1.300					
18	1.000	1.000		0.910	0.910	1.300					
19	1.000	1.000	0.910	0.910	0.910	1.300					
20	1.000	1.000	1.300			0.780					
21	1.000	1.000		1.300		0.780					
22	1.000	1.000	0.910	1.300		0.780					
23	1.000	1.000	1.300	0.910		0.780					
24	1.000	1.000			1.300	0.780					
25	1.000	1.000	0.910		1.300	0.780					
26	1.000	1.000		1.300	1.300	0.780					
27	1.000	1.000	0.910	1.300	1.300	0.780					
28	1.000	1.000	1.300		0.910	0.780					
29	1.000	1.000	1.300	0.910	0.910	0.780					
30	1.000	1.000					1.300				
31	1.000	1.000	0.910				1.300				
32	1.000	1.000		0.910			1.300				
33	1.000	1.000	0.910	0.910			1.300				
34	1.000	1.000			0.910		1.300				
35	1.000	1.000	0.910		0.910		1.300				
36	1.000	1.000		0.910	0.910		1.300				
37	1.000	1.000	0.910	0.910	0.910		1.300				
38	1.000	1.000	1.300				0.780				
39	1.000	1.000		1.300			0.780				
40	1.000	1.000	0.910	1.300			0.780				
41	1.000	1.000	1.300	0.910			0.780				
42	1.000	1.000			1.300		0.780				
43	1.000	1.000	0.910		1.300		0.780				
44	1.000	1.000		1.300	1.300		0.780				
45	1.000	1.000	0.910	1.300	1.300		0.780				
46	1.000	1.000	1.300		0.910		0.780				
47	1.000	1.000	1.300	0.910	0.910		0.780				
48	1.000	1.000						1.300			
49	1.000	1.000	0.910					1.300			
50	1.000	1.000		0.910				1.300			
51	1.000	1.000	0.910	0.910				1.300			
52	1.000	1.000			0.910			1.300			
53	1.000	1.000	0.910		0.910			1.300			
54	1.000	1.000		0.910	0.910			1.300			

Comb .	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção o 90 graus	Direção - 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posición central	Direção 180 graus posición extremo
55	1.000	1.000	0.910	0.910	0.910			1.300			
56	1.000	1.000	1.300					0.780			
57	1.000	1.000		1.300				0.780			
58	1.000	1.000	0.910	1.300				0.780			
59	1.000	1.000	1.300	0.910				0.780			
60	1.000	1.000			1.300			0.780			
61	1.000	1.000	0.910		1.300			0.780			
62	1.000	1.000		1.300	1.300			0.780			
63	1.000	1.000	0.910	1.300	1.300			0.780			
64	1.000	1.000	1.300		0.910			0.780			
65	1.000	1.000	1.300	0.910	0.910			0.780			
66	1.000	1.000							1.300		
67	1.000	1.000	0.910						1.300		
68	1.000	1.000		0.910					1.300		
69	1.000	1.000	0.910	0.910					1.300		
70	1.000	1.000			0.910				1.300		
71	1.000	1.000	0.910		0.910				1.300		
72	1.000	1.000		0.910	0.910				1.300		
73	1.000	1.000	0.910	0.910	0.910				1.300		
74	1.000	1.000	1.300						0.780		
75	1.000	1.000		1.300					0.780		
76	1.000	1.000	0.910	1.300					0.780		
77	1.000	1.000	1.300	0.910					0.780		
78	1.000	1.000			1.300				0.780		
79	1.000	1.000	0.910		1.300				0.780		
80	1.000	1.000		1.300	1.300				0.780		
81	1.000	1.000	0.910	1.300	1.300				0.780		
82	1.000	1.000	1.300		0.910				0.780		
83	1.000	1.000	1.300	0.910	0.910				0.780		
84	1.000	1.000								1.300	
85	1.000	1.000	0.910							1.300	
86	1.000	1.000		0.910						1.300	
87	1.000	1.000	0.910	0.910						1.300	
88	1.000	1.000			0.910					1.300	
89	1.000	1.000	0.910		0.910					1.300	
90	1.000	1.000		0.910	0.910					1.300	
91	1.000	1.000	0.910	0.910	0.910					1.300	
92	1.000	1.000	1.300							0.780	
93	1.000	1.000		1.300						0.780	
94	1.000	1.000	0.910	1.300						0.780	
95	1.000	1.000	1.300	0.910						0.780	
96	1.000	1.000			1.300					0.780	
97	1.000	1.000	0.910		1.300					0.780	
98	1.000	1.000		1.300	1.300					0.780	

Comb.	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção o 90 graus	Direção - 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção o 180 graus posição central	Direção 180 graus posição extremo
99	1.000	1.000	0.910	1.300	1.300					0.780	
100	1.000	1.000	1.300		0.910					0.780	
101	1.000	1.000	1.300	0.910	0.910					0.780	
102	1.000	1.000									1.300
103	1.000	1.000	0.910								1.300
104	1.000	1.000		0.910							1.300
105	1.000	1.000	0.910	0.910							1.300
106	1.000	1.000			0.910						1.300
107	1.000	1.000	0.910		0.910						1.300
108	1.000	1.000		0.910	0.910						1.300
109	1.000	1.000	0.910	0.910	0.910						1.300
110	1.000	1.000	1.300								0.780
111	1.000	1.000		1.300							0.780
112	1.000	1.000	0.910	1.300							0.780
113	1.000	1.000	1.300	0.910							0.780
114	1.000	1.000			1.300						0.780
115	1.000	1.000	0.910		1.300						0.780
116	1.000	1.000		1.300	1.300						0.780
117	1.000	1.000	0.910	1.300	1.300						0.780
118	1.000	1.000	1.300		0.910						0.780
119	1.000	1.000	1.300	0.910	0.910						0.780

■ **Desplazamientos**

Acciones características

Comb.	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção - 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posição extremo	Direção 180 graus posição central	Direção 180 graus posição extremo
1	1.000	1.000									
2	1.000	1.000	1.000								
3	1.000	1.000		1.000							
4	1.000	1.000	1.000	1.000							
5	1.000	1.000			1.000						
6	1.000	1.000	1.000		1.000						
7	1.000	1.000		1.000	1.000						
8	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000						
9	1.000	1.000				1.000					
10	1.000	1.000	1.000			1.000					
11	1.000	1.000		1.000		1.000					
12	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000					
13	1.000	1.000			1.000	1.000					
14	1.000	1.000	1.000		1.000	1.000					
15	1.000	1.000		1.000	1.000	1.000					

Comb.	PP	CM	Qa (D)	Qa (3)	Q (3)	Direção 90 graus	Direção - 90 graus	Direção 0 graus (A) posição central	Direção 0 graus (A) posición extremo	Direção 180 graus posición central	Direção 180 graus posición extremo
16	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000					
17	1.000	1.000					1.000				
18	1.000	1.000	1.000				1.000				
19	1.000	1.000		1.000			1.000				
20	1.000	1.000	1.000	1.000			1.000				
21	1.000	1.000			1.000		1.000				
22	1.000	1.000	1.000		1.000		1.000				
23	1.000	1.000		1.000	1.000		1.000				
24	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000				
25	1.000	1.000						1.000			
26	1.000	1.000	1.000					1.000			
27	1.000	1.000		1.000				1.000			
28	1.000	1.000	1.000	1.000				1.000			
29	1.000	1.000			1.000			1.000			
30	1.000	1.000	1.000		1.000			1.000			
31	1.000	1.000		1.000	1.000			1.000			
32	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			1.000			
33	1.000	1.000							1.000		
34	1.000	1.000	1.000						1.000		
35	1.000	1.000		1.000					1.000		
36	1.000	1.000	1.000	1.000					1.000		
37	1.000	1.000			1.000				1.000		
38	1.000	1.000	1.000		1.000				1.000		
39	1.000	1.000		1.000	1.000				1.000		
40	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000				1.000		
41	1.000	1.000								1.000	
42	1.000	1.000	1.000							1.000	
43	1.000	1.000		1.000						1.000	
44	1.000	1.000	1.000	1.000						1.000	
45	1.000	1.000			1.000					1.000	
46	1.000	1.000	1.000		1.000					1.000	
47	1.000	1.000		1.000	1.000					1.000	
48	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000					1.000	
49	1.000	1.000									1.000
50	1.000	1.000	1.000								1.000
51	1.000	1.000		1.000							1.000
52	1.000	1.000	1.000	1.000							1.000
53	1.000	1.000			1.000						1.000
54	1.000	1.000	1.000		1.000						1.000
55	1.000	1.000		1.000	1.000						1.000
56	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000						1.000

**Tabla 5.3 – Factores y combinaciones de carga en estructuras mixtas de H°A° y Acero**  
Conformado

### **5.3. Elementos estructurales**

Para el diseño estructural de un proyecto es importante reconocer los distintos tipos de elementos que componen la estructura, cómo se conectan y cómo se apoyan entre sí. Cada elemento estructural cumple una función específica la cual es esencial para lograr el objetivo principal de una estructura; resistir las acciones a las que ha de estar sometida. El número de sistemas estructurales es enormemente variado. La solución convencional está constituida por losas, vigas y pilares que transmiten la carga a la cimentación, que es la solución adoptada en el presente proyecto.

A continuación, se describen brevemente los elementos estructurales componentes de la estructuración de cada bloque;

#### **5.3.1. Cimentación**

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno, este resulta ser también un material de construcción que pocas veces hay posibilidades de cambiarlo, y únicamente en ocasiones se pueden modificar algunas de sus propiedades.

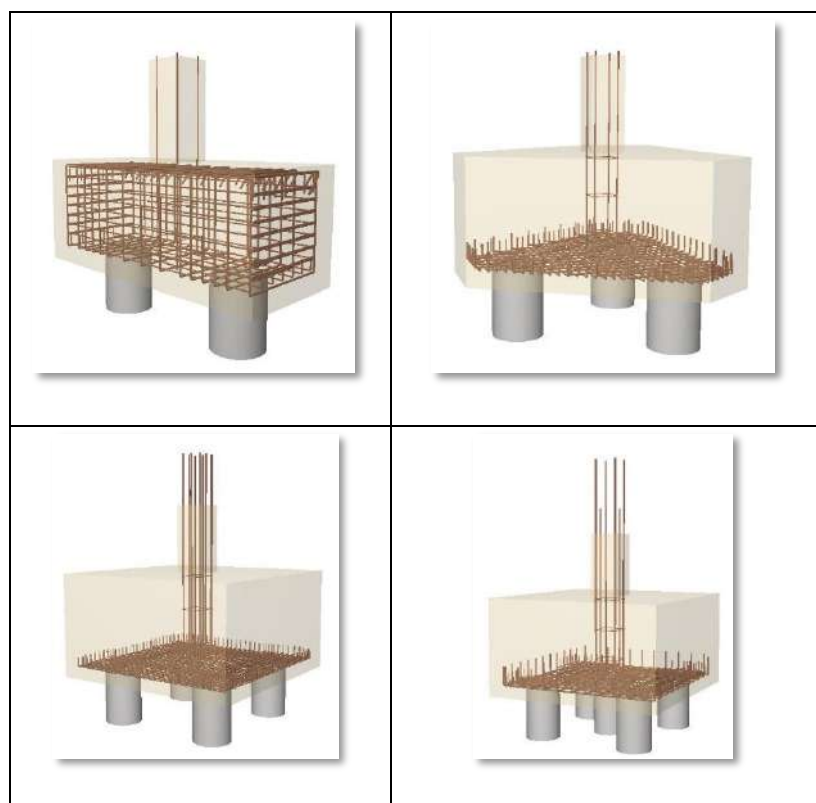
Anteriormente, en la **sección 3.4** se describieron las características del terreno mediante el ensayo SPT realizado en las inmediaciones del emplazamiento del proyecto. En esa sección se concluyó que la fundación empleada debería de ser obligatoriamente de tipo profunda, debido a que las capas superficiales son débiles y el terreno capaz de resistir las cargas de la estructura se encuentra a partir de la cota -9.00 aproximadamente.

Para la cimentación profunda existen varias soluciones, en el presente proyecto se ha optado por pilotes “in situ” agrupados y coronados por cabezales. Además de eso se utilizaron vigas de atado para un mejor trabajo de la cimentación.

La capacidad de carga de los pilotes fue calculada en el software PTC Mathcad Prime 3.0, este funciona como una hoja de cálculo, y ofrece numerosas herramientas para facilitar el cálculo de ingeniería. El método para hallar la capacidad de carga fue el Método Directo Decourt-Quaresma que relaciona la capacidad carga con los resultados del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

En todo el conjunto se unificaron pilotes de 40cm de diámetro, con 11.50m de longitud. Relacionando estos datos, con los del terreno y el SPT, el método Decourt-Quaresma nos dio una capacidad de carga de 354.33kN, y finalmente se adoptó una capacidad de carga final de 350kN (**Anexo 3**).

De acuerdo a la sollicitación de cada pilar, los pilotes se van agrupando en 2,3,4 y hasta 5 piezas que trabajan conjuntamente gracias a un cabezal de coronamiento, como se ve en la siguiente figura;



**Fig. 5.2** – Agrupación de pilotes c/ cabezales

En el **Anexo 4** se presenta como memoria de cálculo el proceso de verificación de los cabezales, en este caso se tomó como referencia una agrupación de 5 pilotes. Las verificaciones de todos los cabezales del conjunto se presentan en forma digital debido a la gran extensión del documento, el CD va anexado a este proyecto.

### **5.3.2. Pilares**

Los soportes o pilares de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales, en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta. La misión principal de los soportes es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente.

Las secciones de los pilares pueden adoptar diversas formas siendo las más comunes las rectangulares y cuadradas. Las armaduras están constituidas por barras longitudinales, y transversales que son las encargadas de absorber las sollicitaciones generadas por las acciones.

Para la estructuración de las columnas se tuvo especial cuidado de que estas no interfieran con la arquitectura ni con la circulación. Se distribuyeron de tal manera a no generar excesivas luces, con la visión siempre de poder ejecutar el proyecto ejecutivo con un sistema constructivo convencional y optimizar los volúmenes de hormigón.

Las secciones se verificaron de acuerdo a la sollicitación que recibe cada pilar, algunas secciones comunes en todo el conjunto son 30x30, 30x40, 30x45 y hasta 35x35. Todos los pilares del conjunto se calcularon y se verificaron de acuerdo a los requerimientos del Eurocódigo 2.

En el **Anexo 5** se presenta como memoria de cálculo la comprobación del pilar P30 correspondiente al Bloque Administrativo. Como se mencionó en la sección de Cimentación, las comprobaciones de todos los pilares del conjunto se anexan en forma digital.

### **5.3.3. Vigas y Losas**

Las vigas y losas simplemente apoyadas son estructuras isostáticas y no presentan mayores dificultades para la determinación de sus fuerzas internas pues éstas se evalúan a través de las ecuaciones de equilibrio. Sin embargo, las losas y vigas continuas, en su calidad de estructuras hiperestáticas, requieren de criterios adicionales al de equilibrio para la determinación de sus fuerzas internas. En estos elementos estructurales predominan los esfuerzos de flexión, pues generalmente reciben cargas verticales.

Se han planteado en el presente proyecto vigas continuas que varían conforme a la luz y cargas actuantes. En cuanto a las losas, se optó por la utilización de losas macizas de 11cm en todo el conjunto.

Una vez definidas las categorías de uso para cada bloque, las cargas superficiales consideradas en losas se han definido de acuerdo a la **Tabla 5.3**.

En el **Anexo 6** se presenta como memoria de cálculo la comprobación de la viga continua más solicitada. De la misma manera que los elementos estructurales citados anteriormente, las comprobaciones de todas las vigas del conjunto se presentan de forma digital.

### 5.3.4. Estructuras Metálicas

Las estructuras metálicas aplicadas a la construcción de cubiertas, han ganado con el tiempo una amplia ventaja en frente a los convencionales de tejas por diversos factores. Estas cubiertas metálicas están constituidas normalmente por elementos como correas, cerchas, arriostramientos y la cubierta propiamente dicha.

El conjunto cuenta con dos bloques con cerramiento de cubiertas metálicas, el de Anfiteatro y un área del Bloque de Cantina.

Las cubiertas de los bloques mencionados se estructuraron con perfiles de acero conformado, que son los más utilizados en nuestro país actualmente. Los detalles se pueden ver en los planos adjuntos al proyecto.

### 5.4. Descripción de cada bloque

A modo de resumen se citan los niveles, las acciones consideradas, y la máxima carga transmitida a la cimentación, así como también se observan figuras de la estructuración de los bloques. Todos los detalles se observan en los planos adjuntos al proyecto.

#### 5.4.1. Bloque Administrativo

- Fue calculado por un total de **4 niveles**; Planta Baja, Primer, Segundo y Tercer nivel. La máxima carga transmitida a la cimentación es de **1701.6kN**.
- Las acciones consideradas fueron para la **Categoría B. Oficinas**.

Planta	S.C.U (kN/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (kN/m <sup>2</sup> )
Azotea	2.0	1.5
Forjados 3 y 4	2.0	1.5
Primer Nivel	2.0	1.5
Nivel de Piso	2.0	1.5
Cimentación	2.0	1.5

**Tabla 5.4 – Acciones consideradas en Bloque Administrativo**

- Estructura de cimentación y encofrado tipo;

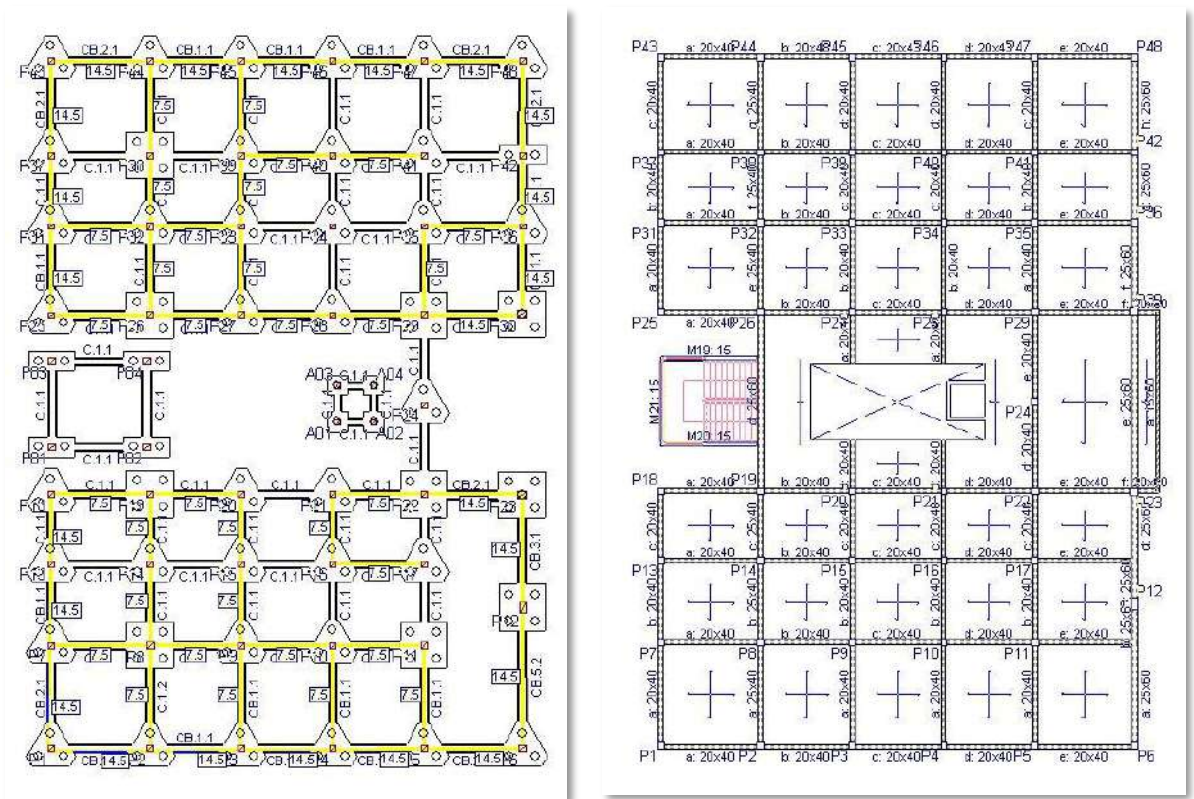


Fig. 5.3 – Cimentación y Encofrado del Bloque Administrativo

- Modelación 3D de estructura general;

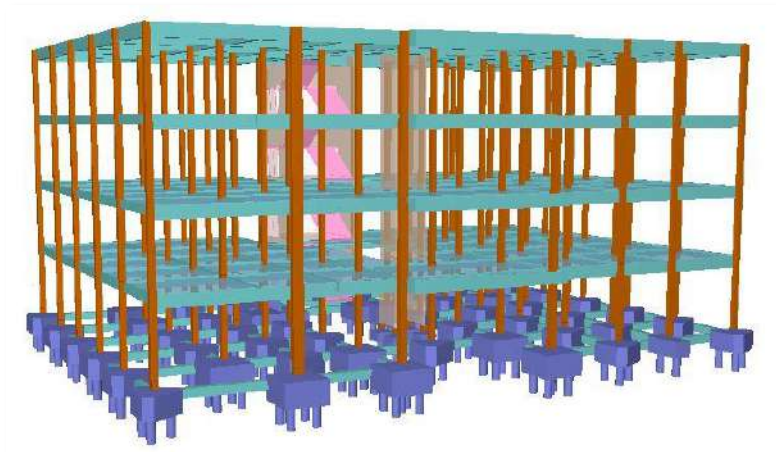


Fig. 5.4 – Modelado 3D del Bloque Administrativo

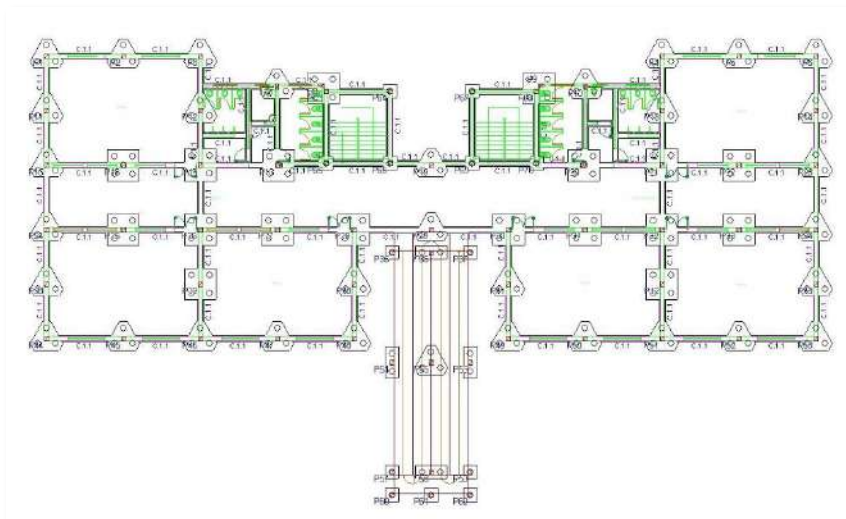
#### 5.4.2. Bloque de Aulas

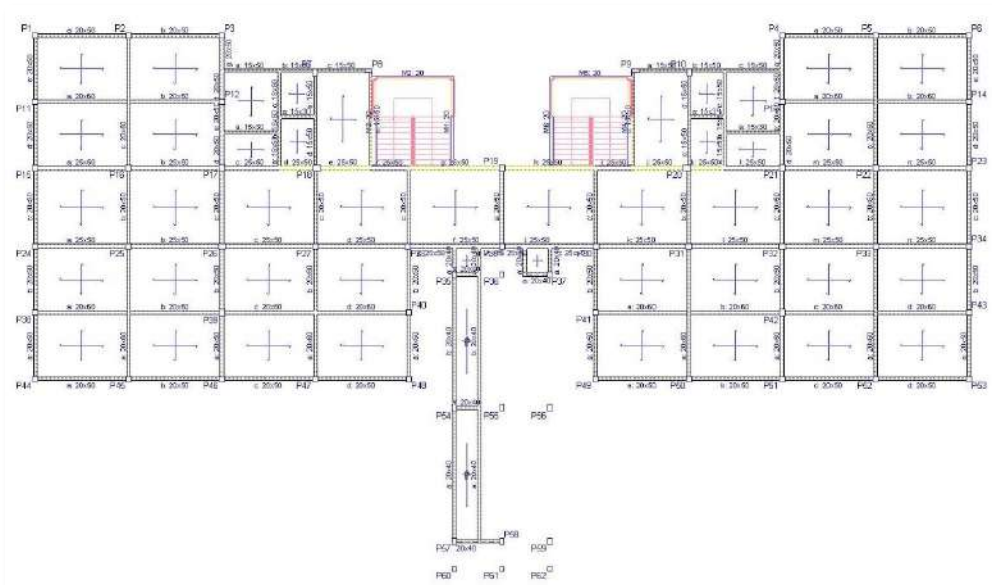
- El proyecto arquitectónico contempla solo 3 niveles, sin embargo, este bloque ha sido calculado para **4 niveles**, previendo una posible expansión.
- La máxima carga transmitida a la cimentación es de **1838.3kN**.
- Las acciones consideradas fueron; **Categoría C-C1. Zonas donde pueda congregarse la gente**, por otra parte, para la rampa se considero **Categoría C-C3** de la norma considerada.

Planta	S.C.U (kN/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (kN/m <sup>2</sup> )
Techo	1.0	0.5
Techo P2	2.5	1.0
Techo P1	2.5	1.0
T7 Rampa	3.0	1.0
T6 Rampa	3.0	1.0
T5 Rampa	3.0	1.0
Techo PB	2.5	1.0
T3 Rampa	3.0	1.0
T2 Rampa	3.0	1.0
T1 Rampa	3.0	1.0
Nivel de Piso	2.5	1.0
Cimentación	0.0	0.0

Tabla 5.5 – Acciones consideradas en Bloque de Aulas

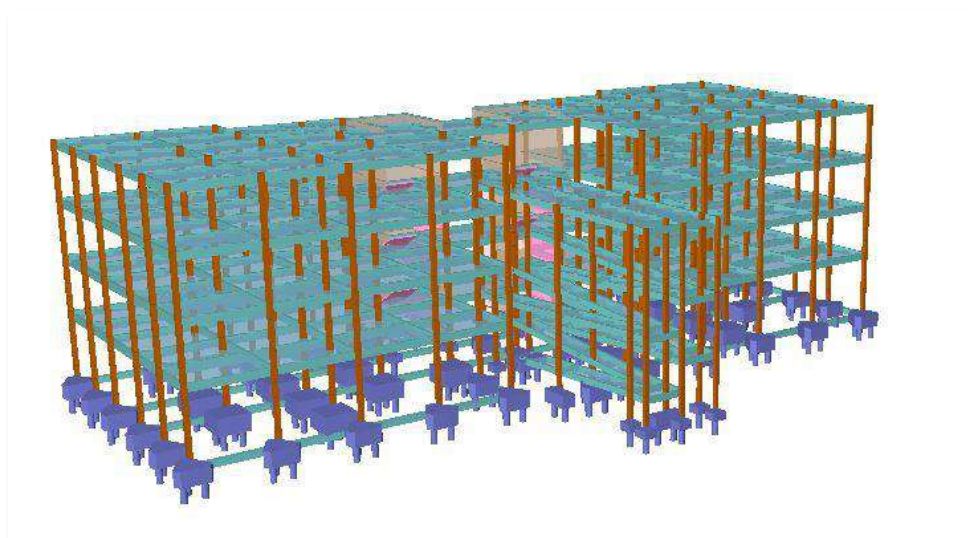
- Estructura de cimentación y encofrado tipo;





**Fig. 5.5 – Cimentación y Encofrado del Bloque de Aulas**

- Modelación 3D de estructura general;



**Fig. 5.6 – Modelado 3D del Bloque de Aulas**

### 5.4.3. Bloque de Laboratorios

Este bloque solo difiere del Bloque de Aulas en la rampa, en este bloque no se ha considerado la rampa ya que tiene otras formas de acceso. Las consideraciones para la estructuración han sido las mismas que las tomadas en el Bloque de Aulas.

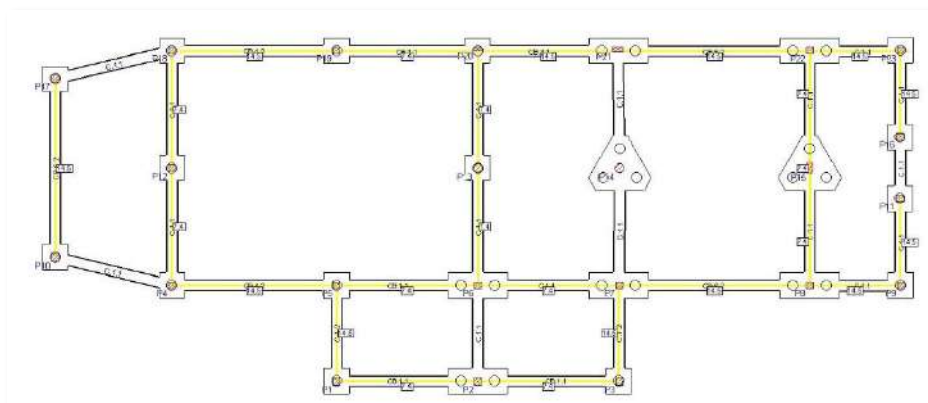
### 5.4.4. Bloque de Cantina

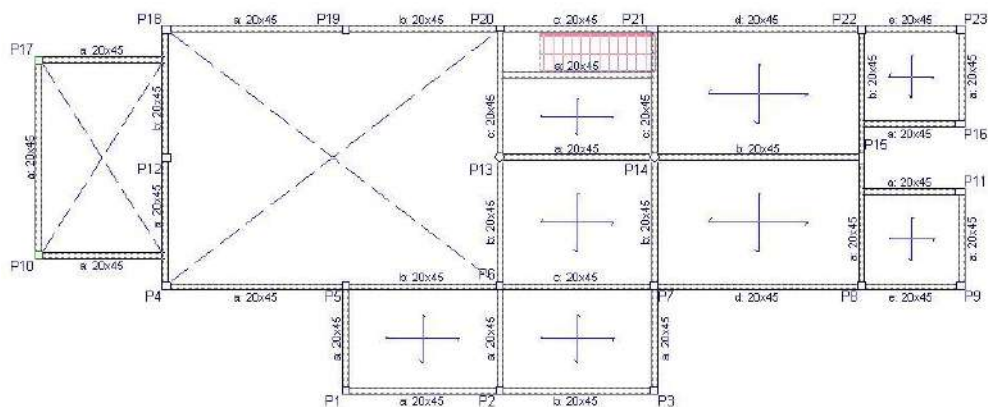
- El proyecto arquitectónico contempla solo 2 niveles, sin embargo, este bloque ha sido calculado para **3 niveles**, previendo una posible expansión.
- La máxima carga transmitida a la cimentación es de **758.6kN**.
- Las acciones consideradas fueron; **Categoría C-C1. Zonas donde pueda congregarse la gente.**

Planta	Sobrecarga de uso		Cargas muertas (kN/m <sup>2</sup> )
	Categoría	Valor (kN/m <sup>2</sup> )	
Tercer Nivel	D	2.0	1.0
Segundo Nivel	3	2.0	1.0
Nivel de Piso	D	2.0	1.0
Nivel de Piso	D	2.0	1.0
Cimentación	D	0.0	0.0

Tabla 5.6 – Acciones consideradas en Bloque de Cantina

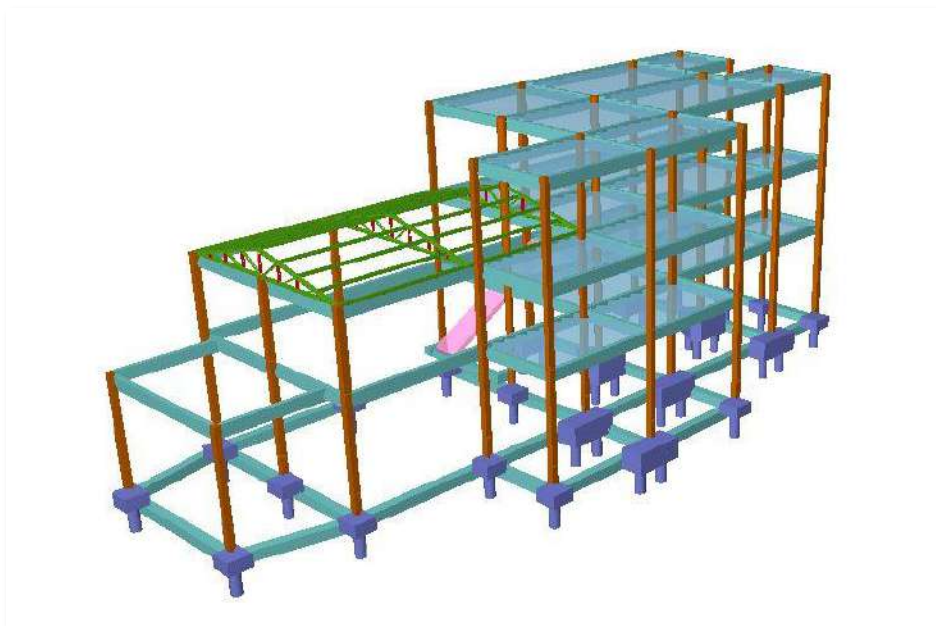
- Estructura de cimentación y encofrado tipo;





**Fig. 5.7 – Cimentación y Encofrado del Bloque de Cantina**

- Modelación 3D de estructura general;



**Fig. 5.8 – Modelado 3D del Bloque de Cantina**

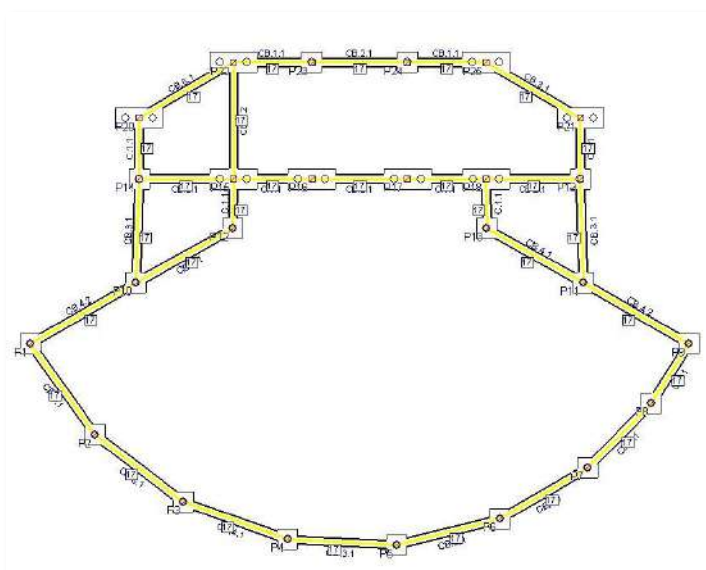
### 5.4.5. Bloque de Anfiteatro

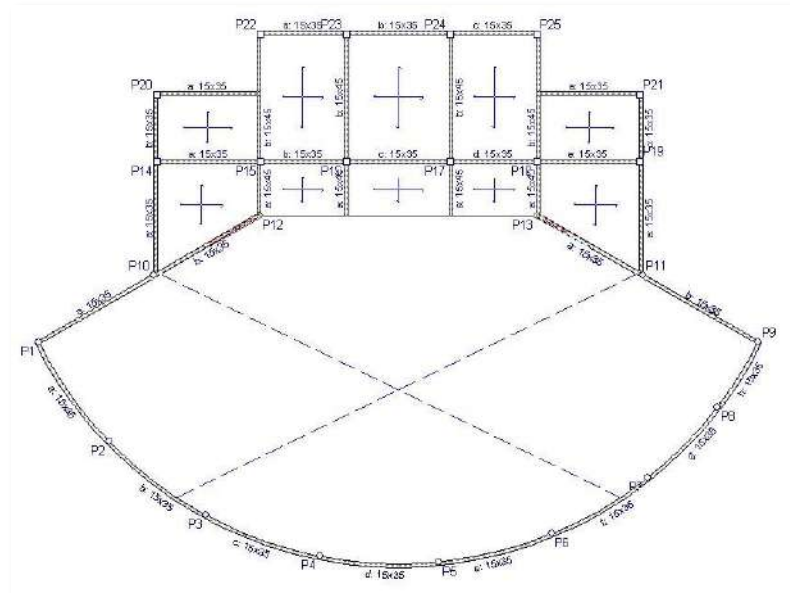
- El proyecto arquitectónico contempla solo 2 niveles, sin embargo, este bloque ha sido calculado para **3 niveles**, previendo una posible expansión en el área de servicios.
- La máxima carga transmitida a la cimentación es de **550.4kN**.
- Las acciones consideradas fueron; **Categoría C-C1. Zonas donde pueda congregarse la gente.**

Planta	S.C.U (kN/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (kN/m <sup>2</sup> )
Segundo Nivel	2.0	1.0
Encadenado Superior	2.0	1.0
Encadenado Intermedio	1.0	1.0
Primer Nivel	2.0	1.0
Cimentación	0.0	0.0

**Tabla 5.7 – Acciones consideradas en Bloque de Anfiteatro**

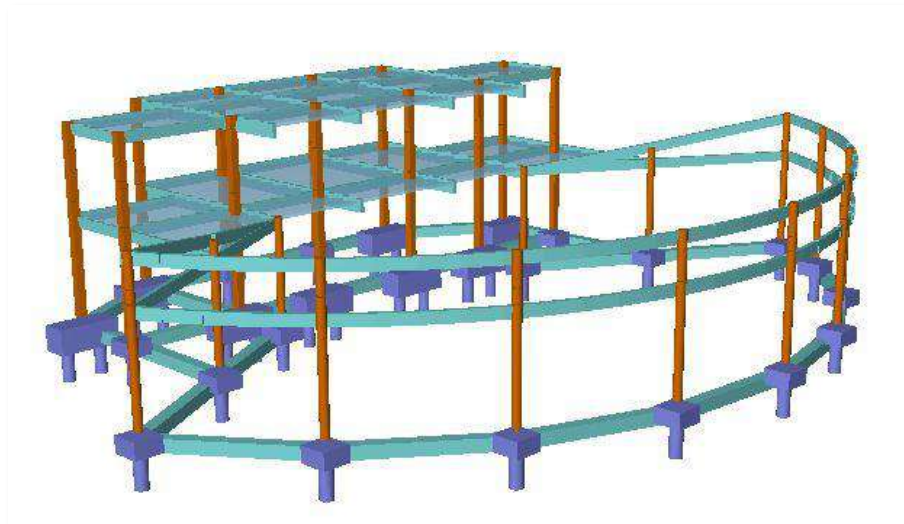
- Estructura de cimentación y encofrado tipo;





**Fig. 5.9** – Cimentación y Encofrado del Bloque de Anfiteatro

- Modelación 3D de estructura general;



**Fig. 5.10** – Modelado 3D del Bloque de Anfiteatro

### 5.4.6. Pasarelas

Como se había mencionado, existen conexiones de los bloques por medio de camineros en Planta Baja, y pasarelas de Hormigón Armado en Primer Nivel.

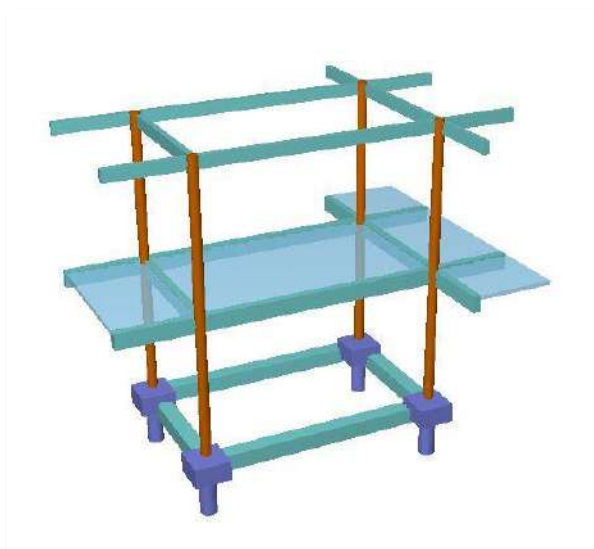
En resumen, son tres tipos de pasarelas, una que conecta el Bloque Administrativo con el Bloque de Aulas A, otra que conecta los dos Bloques de Aulas con el Bloque de Cantinas y finalmente una que conecta el Bloque de Aulas B con el de Laboratorios, se proyecta que estas estén unidas a las estructuras mediante juntas de manera a que trabajen aisladas.

- Las acciones consideradas fueron; **Categoría C-C1. Zonas donde pueda congregarse la gente.**

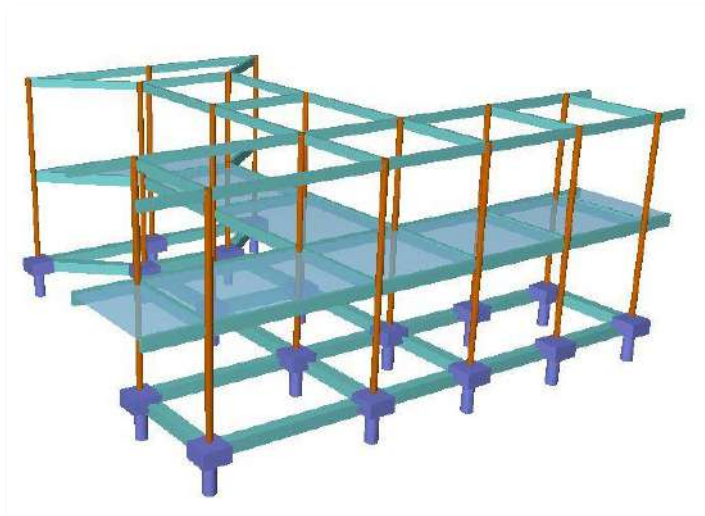
Planta	S.C.U (kN/m <sup>2</sup> )	Cargas muertas (kN/m <sup>2</sup> )
Encadenado de Techo	3.0	1.0
Losa Pasarela	3.0	1.0
Cimentación	0.0	0.0

**Tabla 5.8 – Acciones consideradas en Pasarelas**

- Modelación 3D de estructura general;



**Fig. 5.11 – Modelado 3D de Pasarela entre ADM-AULAS A**



**Fig. 5.12** – Modelado 3D de Pasarela entre AULAS A-CANTINA-AULAS B



**Fig. 5.13** – Modelado 3D de Pasarela entre AULAS B-LABORATORIO

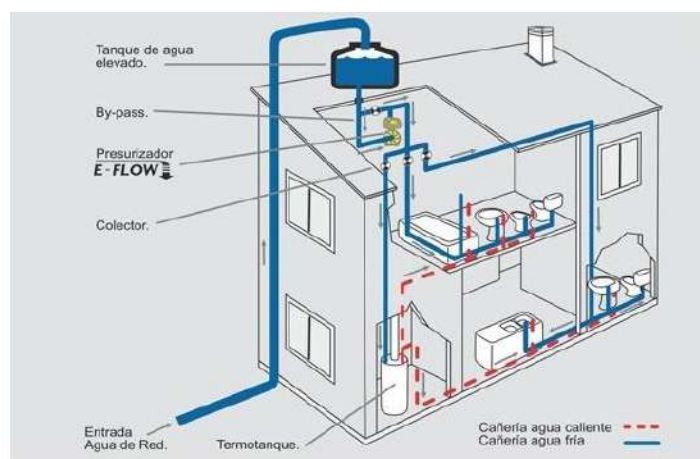
## CAPÍTULO 6

### PROYECTO DE INSTALACIONES

#### 6.1 Instalaciones de Agua Potable

Como se había mencionado anteriormente en el Capítulo 3, la red de alimentación de agua potable de la compañía ESSAP no se encuentra distribuida en la zona de ejecución del proyecto, motivo por el cual en el presente proyecto se propone una solución alternativa para provisión y distribución de agua potable al conjunto.

Recordando que los edificios diseñados contemplan varios niveles, y así alcanzan gran altura, la solución alternativa que propone el proyecto para cada bloque es el sistema de tanques elevados, bastante utilizado hoy en día para el equipamiento de edificios en todo el país por su asegurada eficiencia. Estos tanques serán alimentados por un tanque central de aproximadamente 35m<sup>3</sup> dimensionado para todo el conjunto.



**Fig. 6.1** – Ejemplo de Sistema de Tanques Elevados

Un sistema de provisión y distribución de agua se califica como eficaz cuando este es capaz de llevar el agua hasta cada artefacto en cantidad y presión

suficiente. La forma de alimentar los distintos artefactos de cada bloque se realiza de la siguiente manera;

- Cada bloque recibe el agua del tanque central por medio de extensiones de tubos PVC de 1”;
- Este es recibido por una bomba de impulsión (1-2HP) situada en la planta baja de cada edificio y que impulsa el agua hasta los tanques elevados situados sobre las cajas de escaleras.
- A partir de ahí, la distribución se da por gravedad, bajan tubos PVC de 1” hasta cierto punto y la distribución interna es llevada a cabo por una serie de tuberías de distintos diámetros.

**Dotación de bloques.** Se refiere a la cantidad de litros por día que se necesite para satisfacer la demanda de cada bloque. La dotación fue calculada en función a **Tabla 6.1** y procesada con el software PTC Mathcad Prime 3.0 (**Anexo 7**). En ella se previó una reserva de incendio del 20% del consumo diario total.

Tipo de Edificio o local	Consumo Estimado en litros por día
Residencias provisorio	80 per cápita o 80 litros x persona/día
Casas populares o rurales	120 per cápita
Residencias	150 per cápita
Departamentos	200 per cápita
Hoteles	120 por huésped
Hospitales	250 por cama
Escuelas e internados	150 per cápita
Escuelas y colegios publicos	50 per cápita
Cuarteles	150 per cápita
Edificios públicos o comerciales	50 per cápita
Oficinas	50 per cápita
Cines y teatros	2 por lugar
Iglesias y templos	2 por lugar
Restaurantes	25 por cada comida
Estacionamientos con lavado	50 por automóvil
Lavanderías de ropas y prendas	30 por cada kg de ropa seca

**Tabla 6.1** – Dotación de agua per cápita

Todos los detalles de la red propuesta y la capacidad de los tanques elevados por cada bloque se pueden observar en los planos adjuntos a este proyecto.

## **6.2 Desagüe Cloacal**

Anteriormente se describió que en la zona no existe ninguna red de desagüe cloacal, por lo que en el presente proyecto se propone un sistema de desagüe constituido por cañerías principales, secundarias y de ventilación, además de rejillas de piso sifonadas abiertas que finalmente desembocan en registros, cámaras sépticas y la disposición final se da en pozos ciegos o absorbentes de 3,00 de profundidad.

Los desagües cloacales se clasifican en primarios y secundarios; los primarios son aquellos que conducen las aguas negras, es decir, aquellas que contienen residuos humanos o contaminantes, y los secundarios, son los que transportan las aguas servidas de limpieza e higiene. Los artefactos primarios se conectan directamente a la cañería principal y los artefactos secundarios vierten, en todos los casos, a una pileta de piso que posteriormente se vincula a la cañería principal.

Para toda la instalación cloacal, se opta por las cañerías de PVC (policloro de vinilo) cuyo sistema de unión se realiza mediante el pegado de piezas por medio de un cemento disolvente para PVC.

### **Esquema de instalación**

El conjunto en general sigue el mismo esquema de instalación.

La evacuación de desechos primarios y secundarios en los baños y toilettes se realiza de la siguiente manera: lavamanos y mingitorios son conectados por una cañería de 40mm a una rejilla de piso sifonada abierta con cierre hidráulico, el inodoro vierte directamente a la cañería de descarga y ventilación, a través de un caño de 100mm; la rejilla de piso se conecta a la descarga primaria por una derivación de 50mm. La ventilación subsidiaria es, en todos los casos, de 50mm de diámetro.

La instalación se realiza suspendida de losa la que luego es tapada con un cielo raso de Durlock, este método nos permite que, en caso de pérdidas, podamos acceder fácilmente retirando el cielo raso y ejecutando las reparaciones necesarias sin generar grandes daños a la estructura, en un tiempo mucho más rápido y sin tanta molestia hacia los usuarios.

En el presente proyecto se estudió la posibilidad de tener como disposición final un campo de infiltración, pero debido a que las napas freáticas fueron localizadas a cotas no tan profundas en los sondeos realizados para el estudio de suelo, se descartó esta posibilidad debido al alto peligro de contaminación de aguas subterráneas.

Todos los detalles de distribuciones, disposiciones y dimensiones tanto de registros como de cámaras sépticas se observan en los planos adjuntos al proyecto.

### **6.3 Desagüe Pluvial**

Para el desagüe pluvial de cada bloque se muestran en los planos adjuntos las tendencias de pendientes de la losa de azotea de acuerdo a las posiciones de las cañerías de bajada, estas bajadas desembocan en un registro abierto de ladrillo común revocado en su interior, y, posteriormente estas aguas pluviales infiltran al terreno mediante una red de infiltración prevista ya que, a diferencia de las aguas negras, estas aguas no generan el mismo peligro de contaminación. Los detalles de cantidad de bajadas y etc., se observan en los planos adjuntos al proyecto.

### **6.4 Instalaciones Eléctricas**

En los planos adjuntos se presentan la ubicación y distribución de cada artefacto eléctrico, estos consisten en tomas de corrientes, luminarias de distintas

potencias acorde a lo exigido, tomas especiales para circuitos de bombas y aires acondicionados, luminarias de entorno, etc.

Con la finalidad de estimar el total de carga demandada por el conjunto y así estimar un presupuesto para estas instalaciones eléctricas, se llevó a cabo la contabilización de cada tipo de artefactos existentes en los bloques. Las cargas resultantes se muestran en las siguientes tablas;

<b>BLOQUE ADMINISTRATIVO</b>				
<b>ITEMS</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>POTENCIA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TOTAL P.</b>
1	MOTO BOMBA 5 HP	3700	2	7.400
2	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	127	12.700
3	EQUIPO LUMINARIA	100	163	16.300
4	LUMINARIA HPIT	400	8	3.200
5	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	18	27.000
<b>SUB-TOTAL PLANTA BAJA</b>				<b>66.600</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	147	14.700
2	EQUIPO LUMINARIA	100	165	16.500
3	LUMINARIA HPIT	400	4	1.600
4	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	18	27.000
<b>SUB-TOTAL PRIMER NIVEL</b>				<b>59.800</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	148	14.800
2	EQUIPO LUMINARIA	100	166	16.600
3	LUMINARIA HPIT	400	4	1.600
4	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	18	27.000
<b>SUB-TOTAL SEGUNDO NIVEL</b>				<b>60.000</b>
<b>CARGA TOTAL DEL BLOQUE ADMINISTRATIVO:</b>				<b>186.400</b>

**Tabla 6.2 – Carga eléctrica total del Bloque Administrativo**

<b>BLOQUE DE AULAS A y B</b>				
<b>ITEMS</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>POTENCIA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TOTAL P.</b>
1	MOTO BOMBA 5 HP	3700	1	3.700
2	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	70	7.000
3	EQUIPO LUMINARIA	100	174	17.400
4	LUMINARIA HPIT	400	4	1.600
5	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	6	9.000
6	VENTILADORES DE TECHO	150	48	7.200
<b>SUB-TOTAL PLANTA BAJA A</b>				<b>45.900</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	70	7.000
2	EQUIPO LUMINARIA	100	174	17.400
3	LUMINARIA HPIT	400	0	0
4	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	6	9.000
5	VENTILADORES DE TECHO	150	48	7.200
<b>SUB-TOTAL PRIMER NIVEL A</b>				<b>40.600</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	67	6.700
2	EQUIPO LUMINARIA	100	185	18.500
3	LUMINARIA HPIT	400	0	0
4	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	6	9.000
5	VENTILADORES DE TECHO	150	48	7.200
<b>SUB-TOTAL SEGUNDO NIVEL A</b>				<b>41.400</b>
1	MOTO BOMBA 5 HP	3700	1	3.700
2	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	70	7.000
3	EQUIPO LUMINARIA	100	174	17.400
4	LUMINARIA HPIT	400	4	1.600
5	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	6	9.000
6	VENTILADORES DE TECHO	150	48	7.200
<b>SUB-TOTAL PLANTA BAJA B</b>				<b>45.900</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	70	7.000
2	EQUIPO LUMINARIA	100	174	17.400
3	LUMINARIA HPIT	400	0	0
4	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	6	9.000
5	VENTILADORES DE TECHO	150	48	7.200
<b>SUB-TOTAL PRIMER NIVEL B</b>				<b>40.600</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	67	6.700
2	EQUIPO LUMINARIA	100	185	18.500
3	LUMINARIA HPIT	400	0	0
4	TOMA ESPECIAL P/ AA	1500	6	9.000
5	VENTILADORES DE TECHO	150	48	7.200
<b>SUB-TOTAL SEGUNDO NIVEL B</b>				<b>41.400</b>
<b>CARGA TOTAL DEL BLOQUE DE AULAS AyB:</b>				<b>255.800</b>

Tabla 6.3 – Carga eléctrica total del Bloque de Aulas

<b>BLOQUE DE LABORATORIOS</b>				
<b>ITEMS</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>POTENCIA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TOTAL P.</b>
1	MOTO BOMBA 5 HP	3700	2	7.400
2	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	70	7.000
3	EQUIPO LUMINARIA	100	174	17.400
4	LUMINARIA HPIT	400	4	1.600
5	TOMA ESPECIAL P/ AA (36000 BTU)	4500	6	27.000
<b>SUB-TOTAL PLANTA BAJA</b>				<b>60.400</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	70	7.000
2	EQUIPO LUMINARIA	100	174	17.400
3	LUMINARIA HPIT	400	0	0
4	TOMA ESPECIAL P/ AA (36000 BTU)	4500	6	27.000
<b>SUB-TOTAL PRIMER NIVEL</b>				<b>51.400</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	70	7.000
2	EQUIPO LUMINARIA	100	174	17.400
3	LUMINARIA HPIT	400	0	0
4	TOMA ESPECIAL P/ AA (36000 BTU)	4500	6	27.000
<b>SUB-TOTAL SEGUNDO NIVEL</b>				<b>51.400</b>
<b>CARGA TOTAL DEL BLOQUE DE LABORATORIOS:</b>				<b>163.200</b>

**Tabla 6.4 – Carga eléctrica total del Bloque de Laboratorios**

<b>BLOQUE DE ANFITEATRO</b>				
<b>ITEMS</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>POTENCIA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TOTAL P.</b>
1	MOTO BOMBA 5 HP	3700	0	0
2	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	46	4.600
3	EQUIPO LUMINARIA	100	97	9.700
4	LUMINARIA HPIT	400	4	1.600
5	TOMA ESPECIAL P/ AA (48000BTU)	8000	6	48.000
<b>SUB-TOTAL PLANTA BAJA</b>				<b>63.900</b>
<b>CARGA TOTAL DEL BLOQUE DE ANFITEATRO:</b>				<b>127.800</b>

**Tabla 6.5 – Carga eléctrica total del Bloque de Anfiteatro**

<b>BLOQUE DE CANTINA</b>				
<b>ITEMS</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>POTENCIA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TOTAL P.</b>
1	MOTO BOMBA 5 HP	3700	0	0
2	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	53	5.300
3	EQUIPO LUMINARIA	100	65	6.500
4	LUMINARIA HPIT	400	2	800
5	VENTILADORES DE TECHO	150	8	1.200
<b>SUB-TOTAL PLANTA BAJA</b>				<b>13.800</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	23	2.300
2	EQUIPO LUMINARIA	100	43	4.300
3	LUMINARIA HPIT	400	4	1.600
4	VENTILADORES DE TECHO	150	8	1.200
<b>SUB-TOTAL PRIMER NIVEL</b>				<b>23.200</b>
1	TOMA CORRIENTE MONOFASICO	100	23	2.300
2	EQUIPO LUMINARIA	100	43	4.300
3	LUMINARIA HPIT	400	4	1.600
4	VENTILADORES DE TECHO	150	8	1.200
<b>SUB-TOTAL SEGUNDO NIVEL</b>				<b>32.600</b>
<b>CARGA TOTAL DEL BLOQUE DE CANTINA:</b>				<b>69.600</b>

**Tabla 6.6 – Carga eléctrica total del Bloque de Cantina**

<b>ENTORNO</b>				
<b>ITEMS</b>	<b>DESCRIPCION</b>	<b>POTENCIA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>TOTAL P.</b>
1	ILUMINACION AREA VERDE	100	70	7.000
2	ILUMINACION AREA ESTACIONAMIENTO	400	60	24.000
<b>CARGA TOTAL DEL ENTORNO:</b>				<b>31.000</b>

**Tabla 6.7 – Carga eléctrica total del Entorno**

Contabilizando todas las demandas de carga por bloque resulta un total de carga instalada de **833.880W**, y utilizando un f.d.p = 0,85 se concluye que es necesario la instalación de un transformador de 1000KVA, que será el adecuado para alimentar todos los bloques.

Según reglamento de ANDE con este nivel de potencia el usuario está obligado a contar con un alimentador propio de media tensión. El costo aproximado del

diseño y la ejecución de dicho proyecto es de 350 millones de guaraníes, en donde se incluyen el costo del transformador, la construcción de la línea, la instalación.

### **6.5 Instalaciones de Señales Débiles**

Las instalaciones de señales débiles incluyen en cada bloque tomas de televisión, de datos, de telefonía, entre otros. Los detalles se observan en los planos adjuntos al proyecto.

### **6.6 Instalaciones de Prevención Contra Incendios**

Cada bloque proyectado cuenta con su propio sistema de prevención contra incendios conforme a los requisitos de la normativa considerada. Con tres objetivos claros; impedir cualquier inicio de incendio, la rápida detección de las llamas; y la limitación de su propagación, cada bloque se ha equipado con los siguientes equipos;

- Extintor de Polvo Químico Seco
- Alarma Audiovisual
- Accionador Manual
- Sensor de Humo/Calor
- Sensor Termovelocimétrico
- Central contra Incendios
- Luces de emergencia recargables
- Carteles de salidas de emergencia

Además, se han tomado las medidas necesarias en el diseño mismo, como salidas de emergencia a cada 25m, cajas de escalera de Hormigón Armado, puertas vaivén, entre otros.

## CAPITULO 7

### ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

#### 7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

##### 7.1.1. Normas generales de construcción

a) Todos los materiales de obra se ajustarán estrictamente a las Especificaciones Técnicas, y deberán ser previamente aprobados por la Fiscalización de Obras antes de su uso.

b) Será obligación del Contratista de Obra la presentación de muestras de todos los materiales y elementos que se deban incorporar a la obra, para su aprobación, cabe destacar, que estos deberán ser de primera calidad, marca conocida y de fácil reposición de sus partes componentes o totales.

Todos los productos (con excepción de áridos, ladrillos y maderamen) deberán contar con la identificación clara de la marca y del país de procedencia. Esta disposición afecta también a las partes componentes de productos (como reactancias, condensadores, lámparas). Productos que no cumplan con estas características podrán ser rechazados por la Fiscalización de Obra, sin considerar la calidad de los mismos.

c) Para la ejecución de los trabajos a construir, EL CONTRATISTA proveerá, la mano de obra, equipos y tecnología necesarios para ejecutar las obras que se describen en los planos, planillas de obra, Especificaciones Técnicas y documentos contractuales.

d) Serán por cuenta del Contratista los sitios de almacenaje, campamentos, servicios públicos, y demás construcciones provisionales que considere necesarios para la correcta marcha de los trabajos y cuya localización debe ser aprobada por la Fiscalización.

Tan pronto se hayan terminado las obras y antes de que se efectúe la liquidación final del Contrato, el Contratista deberá por su cuenta y riesgo retirar todas las construcciones provisionales, materiales y sobrantes dejando el terreno y las adyacencias completamente limpio.

e) EL CONTRATISTA está obligado a emplear mano de obra calificada, métodos y elementos de trabajos que aseguren la correcta ejecución de la obra.

f) El Contratista se responsabilizará por la protección y conservación de las obras hasta la entrega y recibo en forma definitiva. La reparación de daños si los hubiera, correrá por cuenta del Contratista y se hará a satisfacción de la Fiscalización.

g) Cuando por descuido, imprevisión, negligencia o causas imputables al Contratista ocurrieren daños a terceros, éste será el directo responsable de ellos.

h) En la construcción y acabados de las obras, la Fiscalización de Obras será exigente y, por lo tanto, el Contratista utilizará materiales de primera calidad y mano de obra altamente calificada.

La Fiscalización de Obras se reservará el derecho de aprobar o rechazar cualquier trabajo que a su juicio no cumpla con las normas dadas en estas especificaciones.

i) Serán por cuenta del Contratista el suministro de elementos de seguridad para su personal de obra como cascos, guantes, anteojos, calzado, cinturones y cualquier otro elemento necesario que la Fiscalización de Obras exija. Mantendrá en la obra elementos para prestar primeros auxilios y cumplirá todas las normas referentes a seguridad laboral que contemple la Ley Paraguaya. Será condición para control de personal que en el casco y en las chaquetas se coloque el logotipo del Contratista y el número asignado al trabajador.

j) Vigilancia: Correrá por cuenta del Contratista la vigilancia de sus instalaciones, almacenes, equipos, herramientas y de los elementos antes y después de su instalación hasta el recibo final de la obra.

k) La Seguridad de las personas ajenas a la obra y de los obreros que trabajan en ella, se considera de relevante importancia, por lo que todas las zonas de trabajo en las que la Fiscalización de Obras lo considere apropiado se señalizarán, advertirán o cercarán generosamente tanto en calidad como en cantidad de vallas, cercos, elementos de señalización de manera tal de minimizar la posibilidad de accidentes por señalización deficiente. En caso de requerirse señalamiento luminoso, el mismo deberá poseer características destellantes que llamen la atención de los observadores.

l) Toda pieza componente del edificio que resultase dañada por malas prácticas constructivas serán reemplazadas por la Empresa Contratista sin que ello implique costo alguno para la Contratante.

### **7.1.2. Materiales**

#### **Ladrillos Comunes**

Serán uniformes y con formas regulares, tendrán una estructura llena y en lo posible fibrosa; estarán uniformemente cocidos, sin vitrificaciones; carecerán de núcleos calizos y otros cuerpos extraños, no serán friables. Tendrán las siguientes dimensiones: 24 cm. de largo, 12.5 cm. de ancho y 4.5 cm. de espesor, aproximadamente. Ensayados a la compresión en probetas, constituidos por (2) dos medios ladrillos unidos con mezcla de cemento, darán cuando menos una resistencia de 70 kilos por centímetros cuadrados.

### **Cales Hidratadas**

Procederán de fábricas acreditadas y serán de primerísima calidad. Deberán entrar en la obra en sacos (bolsas de polietileno). Los envases vendrán provistos del sello de la fábrica de procedencia. Serán de polvo impalpable, que no deje más de un 12 % de residuo sobre el tamiz de 900 mallas por centímetro cuadrado. Su peso específico será de 2.60 a 2.70 y en cuanto a su fragüe, deberá comenzar dentro de hora y media de hecho el mortero y terminar en las 30 horas sucesivas. La resistencia mínima de rotura por compresión de un mortero compuesto de una parte de la cal por tres partes de arena, después de 28 días de inmersión en agua, deberá exceder los 25 kg. por centímetro cuadrado. Una vez ingresadas las bolsas de cal a la obra deberán ser depositadas y almacenadas al abrigo de la intemperie evitando humedades, etc.

### **Cementos**

Los cementos procederán de distribuidores acreditados en plaza y serán frescos y de primerísima calidad y responderán a las normas establecidas. Se utilizará preferentemente cemento nacional – en caso de escases del producto podrán ser utilizadas cementos importados siempre que cumplan con las normas técnicas del INTN y aprobadas por la Fiscalización de Obras -, que satisfaga las condiciones de calidad establecidas en las Normas del Instituto de Tecnología y Normalización – NP N° 70.

El almacenamiento del cemento, se dispondrá en locales cerrados bien secos, sobre pisos levantados y aislados del terreno natural, en bolsas de papel de cierre hermético, con la marca de fábrica y procedencia y quedará constantemente cometido al examen del Contratante, desde su recepción o ingreso a la obra hasta la conclusión de los trabajos en los que los cementos serán empleados. El cemento debe ser de color uniforme. Todo envase deteriorado que revele contener cemento fraguado será rechazado. También serán rechazados aquellos envases que contengan materiales cuyo color esté

alterado. Todo cemento grumoso o cuyo color esté alterado, será rechazado y deberá ser retirado de la obra dentro de las 48 horas de notificado el Contratista por parte del Contratante o su Representante. Igual acción se deberá adoptar con todas las partidas de la provisión de cementos que por cualquier causa se averiasen, deteriorasen, etc., durante el curso de los trabajos.

### **Arena**

Debe ser limpia, de granos adecuados a cada caso, sin sales, substancias orgánicas, ni arcillas. Su composición granulométrica será la más variada posible: entre 0.2 y 1.5 mm. Para el revoque se usará arena fina o mediana, una mezcla de ambas por partes iguales. En ningún caso se utilizará arena gorda. Sumergidas las arenas en el agua no la enturbiarán.

### **Cascotes**

Los cascotes a emplearse para contra pisos, etc. provendrán de ladrillos (o parte de los mismos) debiendo ser bien cocidos, limpios y angulosos. Su tamaño variará entre 2 a 5 cm. aproximadamente. Excepcionalmente podrán utilizarse cascotes, provenientes de demoliciones de paredes ejecutadas con mezcla de cal y piedra proveniente del lugar. A tal efecto deberá solicitarse previa aprobación por parte de la Fiscalización de Obras, el cual rechazará todo cascote que no reúna las condiciones antedichas al principio y/o que contengan restos de cualquier otro material (salitre, estén sucios, etc.).

### **Piedra Bruta**

La piedra para cimiento será basáltica y/o de otros tipos de rocas duras. Deben ser durables, no presentar grietas y agujeros y tendrán una estructura homogénea, debiendo adherirse bien a la mezcla. La misma deberá ser aprobada por la Fiscalización de Obras previamente.

### **Piedra Triturada**

En la confección del hormigón se empleará basalto triturado, se exigirá que éste sea limpio, libre de impurezas y piedras en descomposición, y de granulometría aprobada por la Fiscalización de Obras. Provenirá de la trituración de piedras basálticas o las escogidas para el efecto siempre que sean duras. Pueden emplearse también cantos rodados en las mismas condiciones. En ambos casos, las piedras deben ser completamente limpias, estar libres de partículas blandas, desmenuzadas, delgadas o laminadas. El agregado grueso será piedra del tipo 4ta. Podrá utilizarse otro agregado de granulometría diferente a la especificada, variando el dosaje de la mezcla de acuerdo a las directivas que en cada caso se fijen.

### **Varillas de Acero**

Se utilizarán varillas con resistencia característica  $FYK = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ . (ACERO AP 420 DNS). Antes de su colocación serán limpiadas de escamas de óxido. Para ataduras y empalmes de barras se emplearán alambres cocidos de 2mm. Los empalmes mínimos serán de 60 veces el diámetro de la barra.

### **Agua**

Tanto en la confección de mezclas para la albañilería, revoques, etc., como para el hormigón destinado a la ejecución de estructuras de hormigón armado, se empleará agua potable, con preferencia a cualquier otra. Serán por cuenta del Contratista los gastos que demande la provisión de agua para la construcción, salvo que se especifique explícitamente lo contrario. La Fiscalización de Obras determinara la necesidad de un análisis químico al agua que se proyecta utilizar.

### **Morteros**

Las mezclas se batirán con amasadoras mecánicas, dosificando sus proporciones en recipientes adecuados, no se permitirá el amasado manual. No se fabricará más mortero de cal que el que pueda usarse en el día, ni más

mortero de cemento que el que debe usarse dentro de las 2 horas de su fabricación. Todo mortero de cal que se hubiere secado o que no vuelva a ablandarse en la amasadora (o mezcladora) sin añadir agua, será desechado. Se desechará igualmente, sin intentar ablandarlo, todo mortero de cemento y de cal hidráulica que haya comenzado a endurecerse. Las pastas de argamasa serán más bien espesas que líquidas. Las partes que se detallan en las Especificaciones se entienden medidas en volumen de material seco y suelto, con excepción de las cales vivas apagadas que se tomarán al estado de pastas firmes y del cemento y las cales hidratadas (ambas en bolsas de origen) que se comprimirán en el envase.

### **Hidrófugos**

Se refiere a aquellos productos que deban adicionarse a los morteros para conferirles propiedades hidrófugas. El Contratista de la Obra presentará previamente a la Fiscalización de Obra los catálogos correspondientes para su aprobación. Para el uso se seguirá estrictamente lo especificado por el fabricante. El Fiscal de Obra podrá solicitar la ejecución de ensayos para determinar el producto más conveniente.

## **7.2 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES**

### **7.2.1. Trabajos Preliminares**

#### **Cartel de Obra**

El Contratista de Obra colocará dentro de los 10 días siguientes a la firma del contrato un cartel con iluminación. El cartel será de chapa negra N°24 con armazón de hierro galvanizado y pintado con esmalte sintético. La medida del cartel será de 2,00m x 1,50m y su borde inferior se colocará a 1,20m del suelo. La iluminación comprende 1 reflector de 150w encendidos mediante fotocélula. La ubicación, el texto y logos serán en varios colores. Previo al emplazamiento del mismo, deberá someterse a la aprobación de la Dirección de Obras y la Fiscalización de Obra.

### **Vallado de Obra**

El Contratista tendrá la obligación de cerrar el perímetro de la obra con un cerco (madera, chapa, o tejido de alambre) de 2,00m de altura. Se aclara que los cercos a colocar en el perímetro que circunda la obra y obrador, serán con portones y puertas de entrada suficientemente resistentes de manera a garantizar la seguridad del cerramiento. El cerco se colocará dentro de los 30 días contados a partir de la firma del Contrato, las mismas deberán estar incluidas dentro de la oferta.

### **Libro de Obras**

A los efectos del control de la obra, El Contratista proveerá un Libro de Obras, cuyas páginas serán foliadas en un original y dos copias. El original y la copia corresponden al contratista, por lo que su custodia queda a su entera responsabilidad, debiendo este permanecer en el lugar de obras de manera que el fiscal tenga acceso a la misma. En dicho libro de obras, El Contratista y El Fiscal, dejarán constancia del control de todos los trabajos desde la preparación de la obra hasta la recepción definitiva.

### **Obrador**

La Contratista preparará el obrador, en un sector indicado por la Fiscalización de Obras, donde no interfiera con los trabajos de ejecución de las obras. La Contratista proveerá locales para el sereno y el personal obrero. Se deberá contar con depósito de materiales, una pequeña oficina y sanitarios para el personal que deberán cumplir los requisitos de Higiene y Seguridad del Trabajo y las normas particulares del gremio de la construcción. Estas construcciones complementarias se construirán con materiales en buen estado de conservación, a lo sumo de segundo uso, y su aspecto debe ser bien presentable, la puerta de acceso al obrador debe ser manuable y con dispositivo de seguridad.

Deberá estar provisto de la instalación eléctrica provisoria – artefactos de iluminación, tomas de energía en cantidades mínimas – para la revisión de

planos, E.T., planillas de obras, libro de obras y elementos de medición. Se exigirá un área mínima de 20m<sup>2</sup>, El Contratista presentará el diseño y características con planos en escala 1:100 para la construcción del obrador y estará incluida dentro de la oferta.

El Contratista desmantelará el obrador y lo retirará del predio juntamente con todas las demás construcciones o instalaciones ejecutadas por el mismo, procediendo así mismo al sellado de conexiones correspondientes a cañerías o cualquier otro trabajo para eliminar las mencionadas construcciones provisorias. Esto se realizará una vez culminada las obras y con la autorización previa de la Fiscalización de Obra.

### **7.2.2. Preparación de la obra**

#### **Limpieza del Terreno**

Antes del inicio de los trabajos de construcción, se deberá limpiar todo el terreno de escombros, residuos, malezas, etc., que hubiere y los árboles, incluso su raíz donde coinciden edificios, pavimentos, etc. Todos los árboles y arbustos que no afecten a las construcciones deberían ser conservados y estar protegidos en una altura de 2mts del mismo durante el periodo de faenas y se podrían podar aquellos que están próximos de las construcciones. Si por alguna razón se encontrasen hormigueros en el terreno de asiento de la obra, estos deberán ser eliminados antes de dar comienzo a la misma, así como también insectos, termitas, tacurúes, etc. El Contratista deberá retirar del predio de la construcción todos los materiales provenientes de la limpieza y del destronque de los árboles, antes de efectuar el replanteo o el relleno y compactación del terreno.

#### **Movimiento de Suelo (Relleno y Compactación – Desmante con acarreo)**

Para los trabajos de relleno se podrán utilizar las tierras provenientes de zanjas o desmontes, siempre que las mismas sean aptas y cuenten con la aprobación de la Fiscalización de Obras. Las tierras que El Contratista debe prever para ejecutar los terraplenes, serán limpias y secas, sin cascotes, piedras ni residuos

orgánicos. Los rellenos y apisonados se harán en capas sucesivas no mayores de 0,20m., con la humectación adecuada y optima, para lograr una densidad adecuada en cada capa de relleno. En todos los casos, el material de relleno no deberá contener raíces, basuras o cualquier material que por descomposición pueda ocasionar hundimiento del terreno.

El relleno será ejecutado de manera tal que logre las cotas indicadas en los planos o las que en su reemplazo ordene la Fiscalización de Obras. La compactación deberá ser ejecutada por medios mecánicos preferentemente, a través de un vibro compactador mecánico.

### **Replanteo y Marcación de Obra**

La fiscalización proporcionará al Contratista un punto de referencia y nivelación, que servirá como origen general de coordenadas para la construcción de la obra a cargo del contratista.

El replanteo lo efectuará el contratista basándose en los puntos de referencia indicados en los planos, será responsable de la exactitud de las medidas y escuadrías. Se utilizarán estacas de madera de 2"x3" y cabezales de 1"x3" como mínimo. Los ejes de las paredes maestras serán delineados con alambres bien seguros, tendidos con torniquetes, a una altura conveniente sobre el nivel del suelo. Estos alambres no serán retirados hasta tanto las paredes alcancen aquella altura.

Una vez limpio y nivelado perfectamente el terreno de acuerdo a las cotas especificadas en los planos correspondientes, El Contratista procederá al replanteo general y parcial de la obra. El replanteo realizado por El Constructor será verificado por el Fiscal de Obras.

El contratista deberá revisar las medidas, haciéndose responsable de cualquier error que pudiere perjudicar la obra y/o terceros.

### **7.2.3. Excavación**

### **Excavación de Fundaciones**

El contratista examinará por su cuenta y riesgo el predio, tomando conocimiento del estado en que se recibirá el terreno y tendrá en cuenta los procedimientos constructivos a utilizar para completar los requerimientos de estas especificaciones y del Plan de Trabajos.

Los anchos y las profundidades de las zanjas serán de la misma medida de las fundaciones que contendrán, especificados en los planos de cimentación. De las excavaciones se quitarán piedras, troncos, basuras y cualquier otro material que por descomposición pueda ocasionar hundimientos. Los fondos serán uniformes, nivelados y deberán llegar a tierra firme. Si lloviese estando las zanjas abiertas, se procederá a limpiarlas de lodos y capas blandas antes de cargarlas. No se permitirá rellenos de las zanjas en caso de errores de niveles. No se realizará ninguna carga de cimiento sin previa autorización escrita del Fiscal de Obras.

Si el fondo de las excavaciones fuera afectado por infiltración de agua y en el caso de que el fondo de alguna excavación resulte dudoso, a juicio exclusivo de la Fiscalización de Obras, esta dispondrá la necesaria investigación a los efectos de decidir si correspondiere profundizar la excavación o ensanchar o modificar la fundación. La cota de fundación corresponderá a la profundidad que indiquen los planos, previa verificación de que la calidad del terreno responde a las exigencias de valor soporte requerido para el tipo de obra a ejecutar.

### **Cimiento de Piedra Bruta**

Los cimientos deberán penetrar por lo menos 60cm el terreno natural. Se hará con piedra bruta tipo basáltica o arenisca, colocada y trabada perfectamente para lo cual deberán intercalarse los tamaños y formas, sin que se presenten cavidades, deberán ser colocadas bloque por bloque asentadas con mezcla 1:2:10 (1 balde de cemento, 2 baldes de cal y 10 baldes de arena lavada). En caso que sea necesaria la utilización de otro material y la cimentación deba ser modificada por problemas imprevistos en el terreno o provisión del material, el supervisor de obras indicará la solución del caso. Está previsto la ejecución de

este rubro en los bordes de galería y gradas de anfiteatro. El Contratista deberá prever en este rubro el costo de dichos trabajos.

#### **7.2.4. Estructura de Hormigón Armado**

##### **Resistencia Característica**

La resistencia característica del Hormigón Estructural empleado deberá ser de  $f_{ck}=200\text{kg/cm}^2$  a los 28 días y con varillas de acero del tipo corrugado con  $f_{yk}=4200\text{kg/cm}^2$ .

La calidad del hormigón será uniforme. La dosificación, el transporte, colocación, compactación, protección y curado deben realizarse de modo que sea posible lograr estructuras compactas, resistentes, impermeables, de aspecto y textura uniformes, seguras y durables, y en todo conforme a las necesidades del tipo de estructura y a lo que establecen los planos del diseño estructural. El Contratista es el único responsable de la calidad del hormigón, de la correcta ejecución de la obra y del cumplimiento de lo establecido en los planos y demás documentos del proyecto.

##### **Encofrados**

La construcción de los encofrados será impecable. Los encofrados serán estancos, a fin de evitar el empobrecimiento del hormigón por escurrimiento en la lechada de cemento. Se dejarán previstos de antemano los agujeros y nichos necesarios, para los artefactos de iluminación y ventiladores. La parte inferior de una de las caras de los moldes de columnas, quedará abierta hasta poco antes de colocar el hormigón a objeto de proceder a limpiar de impurezas la base de la columna a ser cargada. A los encofrados de las vigas de luces mayores de 6m, se proveerá de una flecha hacia arriba de 2mm por cada metro de luz, además los encofrados deberán tener las dimensiones libres de un par de milímetros más de los definitivos, en consideración del aumento del volumen de la madera al humedecerse y por contracción del hormigón.

Los parantes de sostenes deberán apoyar sobre el suelo por intermedio de tablonos y por interposición de piezas de madera en formas de cuñas encontradas que permitan imprimir a aquellos en cualquier momento descansos paulatinos. Estos parantes no podrán tener una separación de más de 0,80 m. Entre los parantes se deberán colocar alfajías en cruz en forma de contravientos, para garantizar la estabilidad de aquellos contra esfuerzos accidentales. Los parantes no podrán ser empalmados más de una vez y en tercio de su altura, en una misma estructura no habrá más de 25% de parantes empalmados y no más de uno por cada cuatro de un mismo elemento; el empalme de los parantes será con tablonos en los cuatro costados.

### **Protección de Armaduras**

El acero para la armadura deberá estar siempre protegido contra lesiones. En el momento de su colocación en la obra, deberá estar libre de suciedades, escamas perjudiciales, pinturas, aceite u otras sustancias extrañas. No obstante, cuando el acero tenga sobre su superficie herrumbres nocivas, escamas sueltas y polvos que puedan ser fácilmente removibles, deberá ser limpiado por el método más adecuado si así lo indica el Fiscal de Obras.

### **Corte y Doblado de Armaduras**

El doblado de las barras de armaduras deberá ejecutarse en frío en la forma indicada en los planos, y salvo otra indicación o autorización, el doblado se efectuará de acuerdo con los resultados que a continuación se indican: los estribos y las barras de amarre deberán ser doblados alrededor de un perno cuyos diámetros no deberán ser en el caso de los estribos, menores a 2 (dos) veces y de las barras a 6 (seis) veces el espesor mínimo, con excepción de las barras más gruesas que 1 (una) pulgada, en cuyo caso, el doblado deberá efectuarse alrededor de un perno de diámetro igual a 8 (ocho) veces el diámetro de la barra.

### **Colocación y Fijación**

Todos los aceros para armaduras deberán ser colocados exactamente en las posiciones indicadas en los planos y firmemente sostenidos durante la colocación y el asentamiento del hormigón. Los empalmes o uniones deberán ser escalonados tan lejos unos de otros como sea posible. Las barras deberán ser amarradas en todas las intersecciones. Para evitar el contacto de las armaduras con el encofrado, deberán ser separados por bloques de morteros. La sustitución de varillas de sección o diámetro diferente será permitida solamente con la autorización específica del Fiscal de Obras.

Todas las varillas deberán ser ACEPAR con una resistencia característica de  $f_{yk}=4200\text{kg/cm}^2$ .

### **Agregados**

Los agregados finos y gruesos serán perfectamente limpios y de una granulometría acorde con la dosificación necesaria para obtener un hormigón cuya resistencia característica a los 28 días será de  $f_{ck}=200\text{kg/cm}^2$ . Ellos serán acopiados, medidos y dosificados o transportados a la hormigonera en forma aprobada por el Fiscal de Obras.

### **Mezclado del Hormigón**

El hormigón será mezclado mecánicamente en el lugar de su aplicación. El hormigón deberá ser completamente mezclado en una hormigonera de tal capacidad y tipo que permita la obtención de una distribución uniforme de los materiales en toda la masa resultante. El mezclado a mano será permitido en caso de emergencia y con el permiso escrito del Fiscal de Obras. El mezclado deberá ser continuo hasta que se obtenga una mezcla homogénea con la consistencia requerida.

### **Colocación del Hormigón**

Todo el hormigón deberá ser colocado antes de que haya comenzado su fraguado inicial y en todos los casos, dentro de los 30 minutos luego del mezclado, excepto cuando el Fiscal de Obras autorice proceder de otra manera. Deberá tenerse especial cuidado en la carga de las superficies inclinadas, el hormigón deberá tener la consistencia necesaria para no escurrir, así también deberá ser suficientemente trabajable para rellenar los nervios de las placas alivianadas. El hormigón, durante e inmediatamente luego de su colocación deberá ser bien compacto.

Para que el hormigón resulte compacto debe emplearse el medio de consolidación más adecuado a su consistencia, de manera a que se eliminen los huecos y se obtenga un completo cerrado de la masa, sin que llegue a producirse segregación. El proceso de compactación debe prolongarse hasta que refluya la pasta a la superficie. Los medios de compactación a ser utilizados serán: a) el picado con barra, el que se hará por medio de una varilla de acero de 16mm., introducida repetidas veces en la masa de hormigón, teniendo el suficiente cuidado de llegar a las aristas de encofrado y en zonas muy armadas; b) compactación por apisonado, mediante el golpeteo en la superficie por medio de un pisón, y empleado en elementos de poco espesor y mucha superficie horizontal; c) compactación por vibrado, utilizando vibradores se obtiene un hormigón más resistente, de mejor calidad y para masas de consistencia seca.

### **Curado del Hormigón**

Las superficies del hormigón expuestas a condiciones que puedan provocar un secado prematuro, deberán ser protegidas tan pronto como sea posible, cubriéndolas con lona, paja, arpillera, arena o con otro material adecuado, y mantenidas húmedas permanentemente. Si las superficies no fueron protegidas en la forma antes indicada, las mismas deberán ser humedecidas por regado o por chorros de agua. El curado deberá continuarse por un período de tiempo no menor de 7 (siete) días luego de la colocación del hormigón. Según lo indique el

Fiscal de Obras otras medidas de precaución deberán ser adoptadas para asegurar el normal desarrollo de la resistencia.

### **Remoción del Encofrado y Descimbrado**

Los encofrados y cimbrados no deberán ser removidos sin el previo consentimiento del Fiscal de Obras. Los bloques y las abrazaderas deberán ser removidos al mismo tiempo que los encofrados y, en ningún caso, se permitirá la permanencia de porciones de encofrados de madera en el hormigón. No obstante, y en ningún caso, los encofrados serán retirados de las columnas y de las vigas en menos de 7 y 14 días, respectivamente. Los soportes serán removidos de tal manera que permita al hormigón tomar, uniforme y gradualmente las tensiones debidas a su propio peso. El plan de descimbrado o desencofrado se harán conjuntamente con el Fiscal de Obras.

### **Acabado de Superficie**

Tan pronto como los encofrados hayan sido removidos, todos los alambres o dispositivos metálicos salientes que hayan sido empleados para mantener los encofrados en su lugar, deberán ser removidos o cortados a por lo menos 7 (siete) milímetros por debajo de la superficie del hormigón. Los rebordes de mortero y todas las irregularidades causadas por las juntas de los encofrados deberán ser removidos. Las cavidades, depresiones y vacíos que se observan luego de la remoción de los encofrados, deberán ser rellenados con mortero de cemento mezclado en la misma proporción que aquella usada para la estructura de la obra.

### **Excavación y Carga de Pilotes, Cabezales.**

Las excavaciones de las zanjas y las perforaciones se harán de las medidas indicadas en los planos respectivos y los fondos serán uniformes, nivelados, y deberán llegar a terreno firme, las armaduras de parrilla de cabezales deberán asentarse sobre sello de H<sup>0</sup> pobre con mezcla 1:3:6 (cemento – arena –

triturada), el recubrimiento mínimo de las armaduras no será menor a 5cm. La consistencia del H<sup>0</sup> debe ser espesa y no fluida sin mucha agua y no deben estar en contacto con agentes agresivas, tales como sales, óxidos, etc. Como norma general no se permitirá la utilización de H<sup>0</sup> de consistencia fluida, recomendándose la utilización de H<sup>0</sup> de consistencia plástica, evitándose la segregación de materiales sólidos y la acumulación en exceso de agua libre, ni de lecherada sobre la superficie de H<sup>0</sup>.

### **Cimiento de Hormigón Armado**

Se ejecutarán las fundaciones conforme a las dimensiones y las disposiciones indicadas en los planos estructurales. La cimentación se hará con Hormigón (Cemento-Arena Lavada-Triturada), con una dosificación adecuada para lograr la resistencia indicada en el plano de fundación. Esta dosificación también deberá ser utilizada en el Hormigón Armado. La Piedra Triturada con granulometría adecuada, será basáltica y la arena lavada será de río, libre de restos orgánicos, el cemento podrá ser el Puzolánico (PZ) o el Compuesto. Dado el caso, deberá adoptarse uno de ellos para toda la obra.

De las excavaciones se quitarán las piedras, troncos, basuras y cualquier otro material que, por descomposición, pueda ocasionar hundimiento. Los fondos serán uniformes y nivelados, y deberán llegar a tierra firme. Si lloviese estando las zanjas abiertas, se procederá a limpiarlas de lodos y capas blandas antes de cargarlas. No se permitirá rellenos de las zanjas en caso de errores de niveles. Si esta cimentación debiera modificarse por problemas imprevistos del terreno, el Supervisor de Obras indicará la solución del caso.

### **Vigas de arriostamiento de pilares de Hormigón Armado**

Los pilares serán arriostados mediante vigas de arriostamientos en caso de ser especificado en los planos.

### **Pilares, Vigas, Losas, Muros de hormigón, Escaleras, y Rampas**

Se deberán respetar todas las consideraciones generales dictadas anteriormente. Las losas, vigas, pilares, muros de hormigón, escaleras y rampas serán construidas con hormigón estructural de resistencia característica a los 28 días  $f_{ck}=200\text{kg/cm}^2$  y con varillas de acero del tipo corrugado y  $f_{yk}= 4200 \text{ Kg/cm}^2$ . Se tolerará como error límite en las dimensiones de la sección transversal de los elementos de 3mm por defecto y 10mm por exceso. El recubrimiento de las armaduras será de 3cm en vigas de fundación y de 2cm en vigas, losas y pilares. El curado se iniciará tan pronto como el endurecimiento de la superficie del hormigón lo permita. Se establece un periodo de curado mínimo de 7 días. Los plazos mínimos que deberán permanecer en sus sitios las distintas piezas de encofrado y sostén de losas son: 14 días dejando puntales de seguridad que se removerán a los 21 días.

### **Juntas de Dilatación**

Se colocarán junta de dilatación a las estructuras que entran en los bordes de dos estructuras contiguas, de una losa y una viga, o losas contiguas, de forma que permitan los movimientos por cambios de temperatura, deformaciones geológicas en caso de concreto y deformaciones de la estructura, al tiempo que presentan una superficie lo más continua posible.

### **Materiales**

El tipo de las juntas y los materiales que las constituyen serán definidos por el método más adecuado si así lo indica el Fiscal de Obras. Los mismos están especificados en Prescripciones Técnicas Particulares. Asimismo, detallamos a continuación los materiales a utilizar para cada tipo de junta.

Junta de Dilatación entre losa de transición

- Material sellante
- Tecnoport (polietileno)
- Imprimante para sellante

### **7.2.5. Rellenos y Apisonados Interiores**

El relleno y compactación se harán por capas sucesivas no mayores de 0,20m, con la humectación adecuada. La última capa de 0,20 m se hará con “tierra gorda” y arena gruesa, en proporción del 50%; sobre esta capa se asentará el contrapiso. Para efectuar estos rellenos podrá utilizarse la tierra extraída de las excavaciones para cimientos. Si faltase material para relleno se podrá:

- Usar tierra del predio de la obra siempre y cuando exista un desmote que hacer y estar autorizado por el Fiscal de Obras.
- Traer tierra de otros sitios. En todos los casos el material de relleno no deberá contener raíces, basuras o cualquier material que por descomposición pueda ocasionar hundimiento del terreno. No se permitirá la utilización de tierra arcillosa en la última capa de compactación, aunque ésta provenga de la excavación para cimiento.

### **7.2.6. Aislación asfáltica de muros**

#### **Aislación Horizontal**

En todos los muros de elevación sobre la segunda hilada de ladrillos contados a partir del nivel del piso terminado, se colocarán capas aisladoras que consisten en un revoque de 1 cm. de espesor, perfectamente alisadas con mezcla 1:3 (Cemento-Arena Lavada). Una vez seca la capa de revoque, se aplicará 2 capas de asfalto caliente sin adición de ningún tipo de aditamento, cuidando de cubrir perfectamente toda la superficie a aislar sin dejar huecos o infladuras de aire.

#### **Aislación Vertical con Panderete**

La misma deberá ejecutarse de la siguiente forma. El muro a ser aislado deberá revocarse con mezcla 1:3 (Cemento-Arena Lavada) en el caso de ladrillos prensados a la vista se deberá ejecutar previamente una azotada con cemento – arena. Sobre dicho revoque, una vez secado, se procederá a aplicar dos capas de asfalto caliente sin ningún tipo de aditamento, cuidando de cubrir toda la superficie sin dejar huecos o infladuras de aire. Luego se procederá a ejecutar

un muro en panderete, sobre el cual se colocará revoque con mezcla adicionada con hidrófugo.

### **Aislación de Losa**

a) La losa deberá pintarse con dos manos de pintura asfáltica, encima de esta pintura se realizará una carpeta de hormigón de cascote con las pendientes del 1% hacia los lugares de desagüe. Sobre esta carpeta se colocará la membrana asfáltica con aluminio de 4mm de espesor. En los bordes de la losa se ejecutarán dos hiladas de ladrillo de 0,15m, con mezcla 1:2:10 (cemento-cal-arena). Este muro deberá ir revocado. Los caños de desagüe se colocarán del lado de la galería y cuatro en el sector opuesto de la galería. Los bordes deberán llevar un revoque ejecutado con mezcla de 1:3 (cemento, arena) con terminación en media caña y la membrana deberá envolver a la misma.

b) La losa deberá pintarse con un producto que actúe de puente de adherencia, encima del mismo se realizará, un contrapiso de hormigón de cascote (según necesidad relacionada al área de desaguar) con las pendientes 1% hacia los lugares de desagüe. Sobre este contrapiso se realizará una carpeta de nivelación con dosificación 1:3 (cemento-arena lavada). Sobre esta carpeta se pintará con membrana líquida, una mano de imprimación y sobre la misma se colocará tela geotextil, procediendo a pintar con tres manos más de la membrana líquida, en manos cruzadas.

### **7.2.7. Muros de elevación**

Observación: Todos los muros de elevación de ladrillos con juntas a la vista se ejecutarán con ladrillos de primera calidad prensados. Deberán ser de color y medidas uniformes, aristas vivas, caras planas sin grietas, dimensiones constantes y con las mismas apariencias. En el caso de muros vistos los ladrillos deben ser seleccionados, bien cocidos y de color uniforme. Todo tipo de mampostería, responderá exactamente a las indicaciones detalladas en las

planillas y en los planos. Queda absolutamente prohibido hacer engrosamientos ulteriores por medio de la aplicación de ladrillos de plano. Los ladrillos deberán estar bien mojados, se los hará resbalar a mano en el lecho del mortero, apretándolos de manera que éste rebase por las juntas y se recogerá el que fluya de los paramentos. Queda estrictamente prohibido el empleo de medio ladrillo, salvo los imprescindibles para la trabazón y, en absoluto, el uso de cascotes. Los muros, las paredes y pilares se erigirán perfectamente a plomo, con paramentos bien paralelos ante sí y sin pandeos. Se construirán simultáneamente y al mismo nivel en todas las partes trabadas o destinadas a serlo para regularizar el asiento y el enlace de la albañilería. Las juntas de paredes en general no excederán 1,5cm de espesor, salvo expresa indicación en contrario. La mezcla debe prepararse con la dosificación 1:2:10 (cemento – cal – arena lavada) para todos los muros de elevación y no debe prepararse más de la cantidad necesaria a ser utilizada en el proceso de su ejecución. Todo mortero que ya se endureció o fraguó no debe usarse, especialmente si tiene cemento. En los muros de elevación por debajo de los antepechos de ventana y a lo largo del muro deberá llevar 2 varillas del  $\phi 8$  en dos hiladas con mezcla 1:3 (cemento – arena). El espesor de los lechos de mortero no excederá de 15mm.

#### **Muros de 0,30m p/ revocar**

Se efectuarán de acuerdo a las medidas indicadas en planos. Los ladrillos serán colocados con mezcla 1:2:10 (cemento – cal – arena), con las juntas de un espesor de 1,5 m. como máximo. Los ladrillos irán perfectamente trabados, nivelados y con planos perfectos.

#### **Muros de 0,15m p/ revocar**

Rigen las mismas especificaciones que el punto 8.1.

### **Muros de 0,30m visto ambas caras**

Los muros de 0,30m de espesor, con las dos caras vistas, se ejecutarán con 2 (dos) muros de 0,15m de espesor vinculando ambos con varillas de hierro de  $\phi 8$  pintadas con asfalto en forma de Z continua a lo largo del muro a trabar y cada cinco (5) hiladas. Estas varillas deberán ir fijadas con mezcla 1:3 (cemento – arena). Posterior a la colocación, se continuará con el dosaje de mezcla normal correspondiente a muros vistos. La mezcla para muros vistos será 1:2:10 (cemento – cal – arena). Las juntas tendrán un espesor máximo de 1,5 cm. Perfectamente encalados con los fondos de las rendijas bien aplomados, uniformes y cubiertos sin dejar espacios con una profundidad de encalado máximo de 5mm. La limpieza de los mismos se hará con cepillos que no dañen la textura natural del ladrillo.

### **Muros de 0,30m visto una cara**

La ejecución de este rubro se regirá por las mismas Especificaciones de los “muros de 0,30 visto ambas caras”.

### **Muros de 0,15m visto una cara**

Rigen las mismas Especificaciones que para los muros de ladrillos a la vista.

### **7.2.8. Techos**

Incluye todos los elementos necesarios para su terminación, como ser: Chapas, Cabriadas metálicas, vigas metálicas, correas, tensores, canaletas embutidas, canales abiertas, bajadas etc., imprescindibles para la buena y correcta terminación del techo.

### **Estructura de Techo**

Toda la estructura deberá cumplir con las siguientes especificaciones: La escuadría de los mismos deberá ajustarse a lo indicado en los planos respectivos conforme indican las plantas de techo. El Contratista será el único responsable

de la provisión en tiempo y forma de los elementos estructurales, y de la presentación al Fiscal de Obra de los cálculos estructurales, debiendo cumplir con las condiciones técnicas dimensiones, tolerancias, y respetar los planos de detalles.

### **Techo de Chapas de “TIPO” con Estructura Metálica**

Incluye todos los elementos necesarios para su terminación, como ser: chapas trapecoidales de acero galvanizado tipo sándwich con aislación incorporado, terminaciones de cumbrera superior e inferior, lateral y frontal), cielo raso de durlock, estructuras metálicas (reticulado, perfiles, pórticos, etc), tornillos de sujeción, aislantes, etc, imprescindibles para la buena y correcta terminación del techo.

El techo será de chapa de acero galvanizado tipo sándwich, o las nombradas más arriba, N° 24. Los componentes estructurales y la distribución de la estructura metálica se ajustarán estrictamente a los planos respectivos y sólo podrán introducirse cambios o modificaciones con autorización del Fiscal de Obras. Las chapas de zinc irán colocadas con dos ondulaciones superpuestas lateralmente como mínimo e irán sujetas con ganchos galvanizados roscados; tuercas, arandelas metálicas y de goma, o los elementos indispensables para la colocación y buena terminación de los mismos. La pendiente del techo será del 20%, en el caso que no sea indicado en los planos estructurales.

La estructura de soporte del cielorraso de tipo Durlock color blanco deberá ir amarrada a la estructura metálica que sustenta el techo. Se deberá prever la colocación de extractores eólicos. Se utilizará espuma polietilénica de 5mm, con aluminio a una cara para la aislación térmica con todos los elementos necesarios para su fijación. Toda la estructura metálica recibirá un tratamiento de dos manos de pintura antióxida previo a la terminación con pintura sintética.

El Contratista proveerá todos los materiales, equipos y mano de obra necesarios para ejecutar la obra a él encargada, y que se describen en los planos, planillas y en estas especificaciones técnicas que pasan a formar parte del contrato.

Previo al inicio de los trabajos correspondientes, El Contratista deberá verificar y cotejar los planos de replanteos con las plantas arquitectónicas y de instalaciones. Si existieran discrepancias la comunicará inmediatamente a la Fiscalización y los nuevos cálculos y planos se harán por su cuenta.

Todas las estructuras de acero se ejecutarán de acuerdo con las buenas reglas del arte y con las normas que a continuación se indican:

- Norma NP-79 para la acción del viento, INTN
- Norma MV-101 para las cargas gravitatorias, Instrucción Española
- Norma MV-102 para lo referente a la calidad del acero, Instrucción Española
- Norma MV-104 para lo referente a uniones soldadas, Instrucción Española

### **Estructura Metálica**

Esta estructura estará compuesta cabriadas, tensores y correas, fabricadas en base a perfiles de chapas dobladas de espesor de 2mm como mínimo y elaborados preferentemente en largos cercanos a los 6 metros.

Las dimensiones en las estructuras metálicas pueden variar de acuerdo a las dimensiones indicadas en los planos respectivos.

### **Chapas Metálicas**

Las chapas a ser utilizadas como cobertura serán de acero galvanizado trapezoidal en caliente de calibre N° 24 de espesor y del formato indicado en los planos de arquitectura. El núcleo es de espuma de poliestireno expandido de 5cm de espesor firmemente adherido a las caras exteriores, deberá tener terminaciones de cumbrera superior e inferior, terminaciones laterales y frontales, en presentación en tiras fabricadas para el mismo. La fijación de las chapas a la estructura se realizará por medio de ganchos de acero galvanizados

provistos de capuchón plástico para asegurar la estanqueidad de las perforaciones.

### **Soldaduras**

Cuando se necesiten soldar elementos de acero, serán utilizados procesos de arco eléctrico. Todas las soldaduras deberán realizarse de acuerdo con las reglas del buen arte y por personal calificado, bajo la supervisión de profesionales capacitados en el control de calidad de uniones soldadas, en particular deben cuidarse especialmente los siguientes aspectos:

- La superficie de la soldadura debe ser regular y lo más lisa posible.
- Evitar los enfriamientos rápidos para no provocar tensiones residuales.

Las soldaduras deben ser verificadas en forma sistemática por medio de la prueba del líquido penetrante y/o a través de Rayos X, por técnicos capacitados en el tema, y con informes escritos posteriores a la Fiscalización, la cual dará su aprobación final.

### **Cielorraso**

El Contratista proveerá todos los elementos necesarios para su buena terminación: perfiles, placas Durlock, zócalos, tornillos de sujeción, etc., que sean imprescindibles para la buena y correcta terminación del cielorraso. Las placas de Durlock a emplearse deberán estar exentos de todo defecto, se deberán presentar muestra de dicho elemento y una vez aprobado por el Fiscal de obras se colocarán asentadas debidamente. Las uniones con las mamposterías tendrán zócalos de terminación sujetos con tornillos y tarugos N°8 cada 50cm.

#### **7.2.9. Revoques**

##### **Interior y Exterior de muros a una capa**

Los muros se revocarán a 1 (una) capa con mezcla 1:4:16 (cemento – cal – arena lavada). Antes de su realización, éstos deberán mojarse abundantemente. Todo

120

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

revoque terminado no será de espesor mayor a 1,5cm y será perfectamente liso y uniforme, sin superficies combadas o desaplomadas, ni rebarbas u otros defectos. Las aristas serán vivas. En las mochetas, cantos y aristas, será usada una mezcla de 1:1:4 (cemento – cal – arena lavada). Los revoques deberán tener un aspecto uniforme una vez concluidos. La mezcla para revoque será hecha con arena tamizada y cal colada. Este revoque interior incluye en el rubro, los revoques de encadenados y vigas, que coinciden con los muros; pero a éstos últimos se le hará previamente una azotada de 1:3 (cemento – arena).

### **Exterior de muros a una capa con hidrófugo**

Los muros se revocarán a una capa con mezcla 1:4:16 (cemento – cal – arena), con adición especial del impermeabilizante adecuado, tipo hidrófugo.

### **De losas, vigas y muros de H°A° ( Ídem. Rampas y Escaleras de H°A°)**

Las losas, muros y vigas se revocarán a 1 (una) capa con mezcla 1:4:12 (cemento – cal – arena). Pero previamente se hará un salpicado de 1:3 (cemento – arena). Todo revoque terminado no será de espesor mayor a 1,5cm y será perfectamente liso y uniforme, sin superficies combadas o desaplomadas, ni rebarbas u otros defectos. Las aristas serán vivas. En las mochetas, cantos y aristas, será usada una mezcla 1:1:4 (cemento – cal – arena). Los revoques deberán tener un aspecto uniforme una vez concluidos. En el revoque de losa y viga de galería se deberá prever la ejecución de corta gotera de un espesor no menor a 3cm.

#### **7.2.10. Contrapiso de Hormigón de Cascotes**

##### **Para Piso Porcelanato**

Los contrapisos serán de hormigón de cascotes con mezcla 1:6 (cemento – arena) y 12 (doce) partes de cascotes cuyos diámetros oscilarán entre 2 y 5cm. El contrapiso no podrá tener un espesor inferior a los 10cm, debiendo mojarse abundantemente los cascotes antes de ser mezclados. En ningún caso se

colocarán los cascotes en forma separada de la mezcla. El contrapiso irá asentado sobre el terreno natural, el cual debe estar bien apisonado antes de su cargamento. La superficie del contrapiso deberá estar bien nivelado y alisado de tal manera que para la colocación del piso no sea necesario rellenarlos con arena, ni con ningún otro material que no sea la mezcla correspondiente para su colocación.

En caso de ser necesarias pequeñas pendientes en los pisos, como sucede en los baños, corredores, etc., el contrapiso ya deberá prever las pendientes. No se permitirá el uso de cal en el contrapiso y de ser comprobada tal situación, se procederá al levantamiento total por cuenta del constructor. El hormigón de cascotes deberá ser preparado a máquina.

#### **Alisada de Cemento**

Sobre el contrapiso de cascotes se ejecutará una carpeta alisada con mortero 1:3: +hidrófugo (cemento – arena – hidrófugo), perfectamente nivelada, sobre la cual se asentarán directamente las piezas con mezcla adhesiva especial para piso tipo porcelanato (Ídem piso cerámico).

#### **Para Mosaicos Graníticos y Calcáreos (si los hubiere)**

Se tendrán en cuenta las mismas Especificaciones Técnicas que el punto 11.1.

#### **7.2.11. Pisos**

##### **Porcelanato Esmaltada (Ídem Revestimiento de Escalera y Rampa)**

Los pisos serán de porcelanato (PEI5-Altísimo), (Porcelain Enammel Institute), antideslizante, tamaño (en relación al área a cubrir) y color a determinar por la fiscalización, protegidos en obra con el fin de evitar roturas u otros daños posibles. No deberán presentar agrietamiento, alabeos ni otros defectos, y los cortes de las piezas deberán ser hechos a máquinas. Serán fijadas con mezcla adhesiva especial para porcelanato. Las dimensiones y los colores serán

uniformes. Antes de su colocación, el contratista deberá presentar una muestra del material al fiscal de obras para su aprobación. Las juntas entre las piezas no deberán ser mayores a 3mm y serán rellanadas con pastina base blanca o color según color de la pieza seleccionada.

### **Mosaicos Graníticos**

Se colocarán en los lugares indicados en los planos y planillas. El mosaico granítico deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

Deberán ser fabricadas con máquinas hidráulicas de alta presión, para hacer efectiva una buena compactación. Su superficie será plana, suaves al tacto en su cara superior, de aristas rectas y vivas. Serán de medidas 30x30x2,5cm color a elegir por el fiscal de obras. Estará compuesta de 2 capas: la capa superior estará formada por una mezcla de 1:3 de cemento gris y árido (compuesto de granos y polvo de mármol). El grosor mínimo de esta capa será de 0,6cm. No deberán presentar ningún tipo de fisura, picadura ni alabeos.

El traslado a obra de los mismos debe realizarse con un semipulido, de manera a realizar la terminación del pulido en obra. El Contratista podrá trasladar a obra el mosaico totalmente pulido, debiendo esmerarse en la colocación de los mismos. El piso mosaico deberá llevar marcada o impresa en su cara de base con caracteres legibles e indelebles, la marca registrada, o el Nombre y Apellido, o la Razón Social del fabricante. Deberá tener como mínimo 6mm de espesor de su cara vista superior y 19mm de espesor en su cara de asiento o baña, siendo su espesor total de 25mm. La colocación de los mismos se deberá asentar directamente sobre el contrapiso con mezcla 1:2:5 (cemento – cal – arena) y con las diagonales paralelas a las paredes de elevación.

### **Baldosones de H°**

Los baldosones de hormigón serán de 40x40cm, lisos y con color cemento, de 4cm de espesor. Sus cantos deberán ser biselados y resistentes. La colocación

de los mismos se deberá asentar sobre mortero de asiento de cemento y arena, con contrapiso de H° de cascote 1:7:12 (cemento – arena – cascotes).

#### **7.2.12. Zócalos**

##### **Zócalos de Porcelanato**

Se colocarán en todas las unidades de piso – pared excepto en zonas azulejadas. Se fabricará cortando la pieza del piso porcelanato, este trabajo será ejecutado a máquina con esmero, precisión y las piezas resultantes deberán contar con la aprobación del fiscal de obras. Serán fijadas con mezcla adhesiva especial para porcelanato.

##### **Zócalos Graníticos**

Los zócalos de granito serán de 10x20x2,5cm. En el caso de los zócalos deberán trasladarse a la obra con el pulido terminado, listos para ser colocados. En cuanto a dosificación rigen las mismas que los mosaicos graníticos.

#### **7.2.13. Aberturas de madera**

Las maderas se labrarán con el mayor cuidado, las ensambladuras se harán con esmero, debiendo resultar suaves al tacto y sin vestigios de aserrados o depresiones. Las aristas serán bien rectilíneas y sin acanaladuras. No se permitirá el arreglo de las piezas de carpintería desechadas, sino en caso de que no se perjudiquen la solidez, duración y estética de dichas piezas. Se desechará definitivamente y sin excepción toda pieza de madera en la cual se hubiera empleado o deberá emplearse para corregirla, clavos, masilla o piezas añadidas en cualquier forma. Toda la obra de carpintería que, durante el plazo de garantía llegare a alabearse, hincharse, researse o apolillarse, será arreglada o cambiada por El Contratista, a sus expensas.

##### **Marcos y Contramarcos**

Los marcos de madera irán unidos a los muros con 6 (seis) tirafondos por lado, pareados, de ½” x 5”, macizados con mezcla 1:3 (cemento – arena). Durante su

colocación se tendrá especial cuidado de la perfecta horizontalidad y verticalidad. En los planos respectivos se detallan los rebajes de los marcos con respecto a los muros. Los marcos serán de madera de lapacho debidamente estacionado o secado mecánicamente, perfectamente cepillado y pulido sin grietas, nudos u otros defectos. No se permitirá que los marcos tengan pieza añadidas en cualquier forma o que se pretenda corregirlo con clavos, parches o masillas. El ensamblaje de las piezas de los marcos será hecho a caja y espiga y no simplemente clavados. Si los marcos estuvieren alabeados, o sufrieren alguna dilatación o contracción, deberán ser cambiados. Deberán tener un tratamiento de aceite de lino con terminación de barniz cedro. Contramarcos de 4cm.

### **Puertas: Placas y Tableros**

Las hojas de la puerta serán del tipo tablero para las que dan al exterior y tipo placa para las del interior, deberán ser de madera de cedro, de las dimensiones indicadas en los planos correspondientes. Para este rubro sirven todas las observaciones hechas para los marcos de madera. Deberá preverse la colocación de un tope o encastre en el piso o en la pared, para que la puerta al abatirse totalmente, quede sujeta. Deberán tener un tratamiento de aceite de lino con terminación de barniz cedro.

### **Herrajes**

Tanto las cerraduras como los picaportes irán embutidos. Cada hoja de puerta será colocada con tres fichas reforzadas de 5 agujeros. Las cerraduras de todas las puertas serán a cilindro. Las puertas de 2 hojas llevarán pasadores con porta candado de arrimar arriba y abajo, cromadas y cerraduras a cilindro. Todas las cerraduras deben ser de primera calidad y sometidas a la aprobación de la fiscalización de obra, no se permitirán en ningún caso herrajes que no se ajusten a estas exigencias y serán aprobadas previamente por el fiscal de obras.

## **Baños y Vestuarios (Boxes)**

Las puertas de SSHH y vestuarios serán batientes del tipo placa con marcos de madera de un solo rebaje, conforme a planos e irán colocadas con tres fichas de cinco agujeros y cerraduras para baño con picaportes o manijas. En los lugares que serán colocadas a las cerraduras, la tripa a ser utilizada en la placa deberá ser de mayor dimensión de manera a alojar con seguridad a la cerradura. Estas puertas serán pintadas con una base a dos manos de aceite de lino triple cocido y posteriormente con dos manos de pintura sintética brillante.

### **7.2.14. Aberturas de vidrio**

Los vidrios a emplearse deberán estar exentos de todo defecto, manchas o burbujas, estarán bien cortados, TEMPLADO, de espesor regular mínimo de 6mm. Las medidas y dimensiones estarán detallada en los planos.

### **7.2.15. Alfeizar de ventanas**

#### **De revoque 1:3 y Mochetas de revoque**

Se ejecutará con cemento – arena (1:3), debiendo ejecutarse con una pendiente de por lo menos 1cm hacia el exterior, de tal forma que el agua se escurra con facilidad. Se pintará con color cerámica. El alféizar interior deberá ir revocado con mezcla (1:3) cemento – arena y pintado con pintura látex color cerámica.

#### **De ladrillos comunes a sardinel**

Se utilizarán ladrillos comunes, de formas regulares y texturas uniformes, serán bien cocidos sin llegar al límite de vitrificación. Se ejecutará solo en el tramo correspondiente a cada abertura y canteros.

### **7.2.16. Pinturas**

Antes de ejecutar el rubro, se procederá a la limpieza total de la superficie a ser pintada. Los defectos que pudieran presentar las paredes serán corregidos antes de proceder a pintarlas y los trabajos se retocarán esmeradamente una vez

concluidos. No se admitirá el empleo de pintura espesa para tapar poros, grietas u otros defectos. El Constructor tomará las precauciones a fin de preservar pisos, marcos, aberturas, etc., de manchas de pintura que pudieran afectarlos. En el caso de los pisos, se procederá a cubrir la superficie con un manto completo de lámina plástica para su protección. La última mano de pintura se dará después de que todos los otros gremios que intervengan en la construcción, hayan dado fin a sus trabajos en cada local.

#### **De paredes revocadas a la cal**

Las paredes revocadas llevarán 4 (cuatro) manos de pintura a la cal, debiendo ser tratadas con 2 manos de blanqueo antes de la colocación del piso. No se permitirá adicionar a la pintura jabón ni aceite de ninguna clase.

#### **De pilares revocados a la cal**

Rigen las mismas Especificaciones que el punto 17.1.

#### **De vigas revocadas a la cal**

Rigen las mismas Especificaciones que el punto 17.1.

#### **De aberturas de madera**

Las aberturas de madera (marcos y hojas de puertas), irán pintadas a dos manos con aceite de lino triple cocido y dos manos de barniz sintético esmaltado. Antes de la pintura deberá limpiarse de polvo y resina toda la madera.

#### **De muros revocados por pintura al agua**

Los muros revocados nuevos, una vez curados con la pintura a la cal, deberán ser tratados con 3 manos de pintura al agua (látex acrílico anti hongos color), utilizar colores claros interiormente y exteriormente, se podrá utilizar un color más oscuro, en la parte inferior de las paredes hasta la altura de las aberturas, y

arriba de las mismas, se podrá utilizar el mismo color claro que dentro de las aulas.

### **De Carpintería metálicas**

Antes de pintar se procederá a limpiarlas, secando todo herrumbre, grasa, suciedad, etc. Irán pintadas con pintura anticorrosiva acromato de zinc, a dos manos, la primera antes de su colocación y la segunda después de la misma. Sobre esta última mano de pintura anticorrosiva se pintará dos manos de pintura sintética color definido por el fiscal de Obras. Se toma como área solamente una cara. Este rubro incluye la pintura de todos los tipos de estructuras metálicas.

### **De ladrillos a la vista**

Serán pintadas con dos manos de pintura anti hongo, incoloro, previa limpieza de los ladrillos cuidando de no dañar la textura de los mismos. Si los ladrillos utilizados en el visto no son blancos, se procederá a la pintura con látex acrílico color cerámica anti hongo (color preparado para no usar pomo) de manera a no obtener colores cerámicos de otros tonos.

### **De muros a la vista, al látex.**

Serán pintados con 3 manos de pintura al látex acrílico anti hongo color definido por el fiscal de Obras (color preparado para no usar pomo), tanto interna como externamente.

### **7.2.17. Instalación Sanitaria**

Observación: Todas las instalaciones sanitarias se regirán estrictamente por lo que indica la NORMA PARAGUAYA NP N.º 44, establecida por el Instituto Nacional de Tecnología y Normalización.

### **Generalidades**

Los trabajos se harán en un todo de acuerdo con los reglamentos de ESSAP y SENASA, con los planos proveídos, con las indicaciones que impartan la Supervisión y/o la Fiscalización de Obras y con las normas del I.N.T.N. sobre instalaciones y calidad del agua.

### **Instalación de Agua Potable**

Observación: Todas las instalaciones de agua potable se regirán estrictamente por lo que indica la NORMA PARAGUAYA NP N.º 68, establecida por el Instituto Nacional de Tecnología y Normalización.

Comprende su abastecimiento en adecuadas condiciones de presión y cantidad para su utilización en los sanitarios, facilitando el alejamiento rápido de las aguas servidas de la superficie del suelo.

Las cañerías de alimentación del sistema, que deban ir enterradas, serán protegidas por un manto de arena lavada y ladrillos de plano, sueltos, a una profundidad de 0,50 m. por debajo del nivel del terreno. No podrá rellenarse la zanja sin antes obtener la conformidad de la Fiscalización de Obras. Todas las instalaciones de agua potable se regirán estrictamente por lo que indique la NP N.º 68, establecidas por el Instituto Nacional de Tecnología y Normalización.

### **Red de distribución interna**

En los planos de detalles figura la correspondiente proyección axonométrica de la instalación interna con sus correspondientes diámetros.

Las redes de distribución serán instaladas subterráneas, embutidas en paredes o losas de hormigón, según el caso utilizándose caño de P.V.C. (roscable), P.E.

de alta densidad que se ajusten a la NP N° 68. Los accesorios (codos, tés, curva, etc.), serán de plástico de BP 3 rojo para agua caliente.

Las columnas de subida y bajada serán de PVC rígido roscable, así como sus accesorios, e irán aseguradas con grampas desarmables con bridas y amuradas a la mampostería de la base del tanque.

La instalación interna que debe embutir en las paredes se hará a una altura de 0,60 m. del nivel del piso terminado. De esta cañería de alimentación se derivarán los correspondientes ramales que alimentarán en cada caso los artefactos sanitarios. Todas las derivaciones, reducciones, cambios de dirección, etc., se harán utilizando accesorios adecuados. No se permitirá el doblado de ningún caso. En el proyecto figuran en planta las cañerías de alimentación con sus respectivos diámetros. Se han ubicado las válvulas o llaves de pasos correspondientes. Todos los artefactos sanitarios se alimentan por medio de ramales de 1/2” y donde sean necesarios se acoplarán a los ramales flexibles para su conexión al artefacto o cisterna según los casos, éstos deberán ser cromados y no de plástico. Cada caño tendrá su llave de paso general que interrumpe totalmente la circulación de agua dentro del baño. Este será del tipo “Excluso” o compuesto, asegurados a un dado de H° de 0,40 m de lado, sobresaliendo 0,60 m. Estarán sujetas con grampas metálicas y serán de hierro galvanizado.

### **Caños**

La totalidad de la cañería será de plástico, del tipo roscable con accesorios de plástico B.P. rojo para agua caliente. En la red externa podrá utilizarse caño de plástico soldable. El tipo de caño plástico será aquel que aguante hasta una presión de 6 Kg/cm<sup>2</sup>. y cumpla con las Normas Paraguayas correspondientes establecidas por el Instituto Nacional de Tecnología y Normalización. La instalación de la cañería de plástico se realizará siguiendo estrictamente las

indicaciones del fabricante y/o lo establecido por las Normas Paraguayas del Instituto Nacional de Tecnología y Normalización. Las griferías interiores serán cromadas, y las externas serán de bronce. Las llaves de paso generales se ubicarán en registros de H° prefabricado de 0,20 x 0,20 m. con tapa del mismo material. En todos los casos deberá tener presente la necesidad de un fácil mantenimiento futuro.

### **Válvulas y registros:**

#### **Válvulas o registros de tipo “Exclusa” o compuesta:**

Se utilizarán estas válvulas en los siguientes casos:

- a) En los casos de que todas las bocas de riego serán de 3/4”.
- b) En las cañerías instaladas fuera de las edificaciones.
- c) En las válvulas o registros indicados, que sirven para dejar fuera de servicios a un grupo de artefactos.
- d) Ensayos: Una vez terminada la instalación se realizará el ensayo de todo el sistema de la forma y durante el tiempo que se indica en el numeral 8 de la NP N.º 68.

### **Instalación de Desagüe Cloacal**

Esta sección trata de los desagües sanitarios de acuerdo al proyecto y conforme a lo especificado.

### **Red de recolección de aguas servidas**

La red completa de recolección de aguas servidas figura en los planos donde se detallan para cada tramo la clase de caño a ser utilizado, Serán de PVC rígido

en Planta Alta como en Planta Baja. No se permitirá en ningún caso la utilización de caños PVC livianos.

Las cañerías externas de recolección deberán ir a una profundidad mínima de 0,40 m y asentadas sobre un colchón de arena lavada y encima deberán colocarse ladrillos con mezcla pobre como protección mecánica. Las zanjas para el tendido de ramales de P.B. y cañería principal tendrán en su fondo las pendientes requeridas, cuidando de no excavar con exceso, para que el colchón de arena sobre el que se asentarán las cañerías sea de 10 cm. En las cañerías externas de recolección, en cada cambio de dirección y cada 10 metros de distancia o fracción, según se indica en el plano de Planta General de Conjunto, se instalará una cámara de inspección, de acuerdo a las Normas NP N° 44 y se construirá de mampostería de ladrillo revocada internamente con mezcla 1:3 (cemento – arena).

Las cámaras de inspección, cuya profundidad sea inferior a 1,00 m. se construirán sobre una base de tres hiladas de ladrillos bien trabados que sobresalgan horizontalmente de las paredes de la cámara unos 15 cm. y aquellas que sobrepasen los 1,00 m., tendrán como base hormigón de 10 a 15 cm. de altura y paredes de 0,30 m. Su piso y las canaletas se construirán, con hormigón 1:2:4 y terminarán con un perfecto alisado. Las canaletas serán del diámetro de los ramales que reciban, debiendo prolongarse hacia arriba unos 20 cm. del radio en la pared del canal que enfrentan a las entradas de los ramales.

La cámara de inspección principal tendrá una dimensión conforme indican los planos y la profundidad indicada en el detalle correspondiente. Se construirá de mampostería de ladrillo con paredes de 0,30 y revocada internamente con un mortero de cemento 1:3. Su borde más cercano estará a 1 m. del lindero de la profundidad y dentro de la misma. Todas las cámaras de inspección que se encuentren en lugares donde exista piso de cualquier material que éste sea, tendrán doble tapa.

El caño de ventilación terminará encima del techo y su terminación armonizará con la Arquitectura del mismo. Se deberá adoptar medidas para evitar la introducción de pájaros, lagartijas u otros animales que puedan obstruirlos. Se ha previsto que todos los inodoros tengan cisterna elevada, por permitir ésta una mayor eficiencia en las descargas del artefacto, en consideración al uso del edificio.

### **Caños.**

Los caños de plástico, así como los accesorios que se utilicen en la construcción de la red, deberán cumplir con las Normas Paraguayas correspondientes, o en su defecto con las que indique el Instituto Nacional de Tecnología y Normalización.

### **Tanque Séptico.**

Los tanques sépticos para tratamiento de desagüe se construirán conforme a planos de detalles. Los cimientos se harán de piedra bruta colocada con mezcla 1: 6 (cemento – arena). La losa de fondo se hará con hormigón 1:2:3 (cemento – arena – piedra triturada), tendrá un espesor de 10 cm. Las paredes de mampostería de ladrillos se trabarán con mezcla 1:2:6 (cemento – cal – arena), con la salvedad siguiente: las dos hiladas asiento de las vigas y la losa de cobertura que se tomará con mezcla 1:3 (cemento – arena). El revoque impermeable de los tanques sépticos, se construirá con tres capas.

Las tapas de los registros deberán quedar finalmente al nivel de la superficie del terreno.

### **Pozo absorbente**

Los cimientos se harán de piedra bruta colocada con mezcla 1: 6 (cemento – arena). Las paredes de mampostería de ladrillos comunes se trabarán con mezcla 1:2:6 (cemento – cal – arena). El fondo no llevará losa. Los pozos

absorbentes individuales, se registrarán por las medidas indicadas en los planos de cotas de amarre.

Observación: Alrededor de la cámara séptica y del pozo absorbente se colocará piedra triturada y arena lavada compacta para evitar hundimientos y posteriores desmoronamientos.

### **Campo de irrigación superficial**

Se utiliza este sistema cuando el nivel de la napa freática se encuentre a 1,50 m. aproximadamente del nivel del terreno. Se ejecutarán conforme a detalles individuales que se adjuntan para cada caso en los planos respectivos. Las cámaras de inspección externas serán de 0,40 x 0,40 m.; 0,50 x 0,50 m.; 0,60 x 0,60 m., según el caso, y llevarán doble tapa. La interna será de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> con varillas Ø 6 mm. e irá macizada con mezcla pobre y la externa, también de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>, apoyada sobre el registro. Se construirán siguiendo las indicaciones especificadas en los planos correspondientes (dimensionamiento y tipos de cañerías, longitudes y superficies de irrigación).

### **Artefactos y accesorios de instalaciones sanitarias**

El contratista tendrá a su cargo la provisión y colocación de todos los artefactos previstos en los planos, o que resulten de la necesidad de completar las instalaciones en su totalidad. Serán ubicados en los sitios indicados o trasladarse buscando en obra una mejor distribución previa autorización de la Fiscalización. Deben fijarse con seguridad utilizando en cada caso grapas o tarugos de PVC en cantidad suficiente para asegurar su correcta fijación.

Los artefactos y la grifería a instalar, se ajustarán a las características siguientes, debiendo incluirse conexiones cromadas en las alimentaciones y en las descargas.

Los artefactos, salvo indicación expresa en contrario, serán de loza vitrificada, colores claros, resistentes e impermeables, de superficies perfectamente lisas, que no presentes defectos, adherencias ni deformaciones interiores o exteriores, de marcas reconocidas, aprobadas por la fiscalización.

### **Inodoros**

A pedestal con asiento y tapa de plástico con descarga de cisterna alta, instaladas completas con sus tubos de descarga de P.V.C. rígido y embutidos. Los inodoros en construcciones en el nivel inicial primera infancia (preescolar) serán de tamaño normal con adaptador de asiento para niños.

### **Lavatorios**

Mediano (57 cm. x 45 cm.). Con pedestal.

Tendrá una canilla para lavatorio pico largo cromado de desagüe a sopapa cromada, tapón de goma con cadena de bolilla para cada lavatorio.

### **Mingitorio**

Para colgar con tornillos de bronce cromado a control con llave de paso con campana cromada.

### **Accesorios**

#### **- Perchas**

Serán del tipo doble y se colocarán una en cada caseta de inodoros en todos los sanitarios sin excepción y también dos en cada caseta de duchas. En los vestuarios se colocarán tantas unidades dobles como sean necesarias en los lugares que posteriormente indique el Fiscal.

#### **- Jaboneras**

Serán de 15 cm. x 15 cm. y se colocarán uno por cada lavatorio sin manija. En cada caseta de ducha llevará uno de 15 cm. x 15 cm. con manija. Se colocarán también dos con manija por cada bañera.

- Toallero

Se colocará un toallero por cada lavatorio en los SS.HH. destinados a la Dirección y profesores

- Portarrollos

Se colocará uno por cada inodoro

- Espejos

Se colocarán con marcos de madera o plástico atornillado a la pared con tarugos de plástico, tamaño mínimo 0,60 m x 0,50 m. Se colocará uno por cada lavatorio.

### **7.2.18. Instalación Eléctrica**

Esta Instalación Eléctrica comprende la ejecución de todos los trabajos; provisión de los materiales y de la mano de obra especializada necesarios para la terminación de la obra.

En el caso particular de las intervenciones que serán ejecutadas en este Proyecto sean estos: construcción de Bloque Administrativos, Bloques de Aulas, Bloque de Anfiteatro, Bloques de Cantina, Pasarelas, Obras Exteriores y/o abastecimientos de agua deberá preverse la alimentación de dichas instalaciones hasta el tablero general y deberá presupuestarse dentro del Rubro de Instalación Eléctrica.

Las instalaciones se harán en un todo de acuerdo a las Reglamentaciones vigentes de la ANDE, tanto de Media como de Baja Tensión, utilizando los materiales adecuados.

Los equipos, accesorios y materiales de uso común en este tipo de instalaciones se ajustarán a las Reglamentaciones vigentes de la ANDE y a Especificaciones Técnicas que se dan en el numeral 2. La Supervisión de Obra rechazará cualquier material que no cumpla las condiciones exigidas por esas Reglamentaciones y/o Especificaciones Técnicas.

En los lugares en que la instalación estará embutida en muros con ladrillos a la vista, se deberá tener especial cuidado de que estas cañerías y cajas embutidas se coloquen durante la construcción de muros y en sus lugares respectivos con perfecto acabado.

Los caños instalados en forma visible serán lisos, de plástico. Los que se coloquen durante la construcción de los muros en su interior, podrán ser corrugados o lisos de plástico. Los que se deban colocar bajo piso, podrán ser de plástico liso para instalaciones eléctricas o de plástico para baja presión de los usados para instalaciones sanitarias, según las dimensiones.

Los electroductos y cables subterráneos deben enterrarse a una profundidad de 60 cm. sobre una capa de 10 cm. de arena lavada, que servirá de drenaje y encima ladrillos colocados con mezcla pobre como protección mecánica. Solo se permitirán empalmes subterráneos en los registros cuando se los ejecute con la correcta tecnología, que corresponde al tipo de cable usado. Para la aislación de los empalmes se deberán utilizar cintas auto-vulcanizantes o sistemas de aislación más eficientes que éstas. No se permitirán empalmes para los conductores que alimentan al tablero general y los tableros seccionales.

Los registros eléctricos serán como mínimo de 40 x 40 x 70 cm, revocadas, con tapa de H°A° y en el fondo se colocará una capa de 10 cm de arena lavada y encima piedra triturada. Deben estar limpios y libres de escombros o basuras. Merece especial atención el cierre y tapa de estos registros desde el inicio de su construcción hasta su presentación final.

El amperaje de las llaves TM y los circuitos indicados en los planos se deben respetar, excepto algunas modificaciones que por motivos técnicos y aprobados por la supervisión y/o fiscalización, justifiquen dicho cambio.

Los circuitos de iluminación de patio, estarán comandados por fotocélulas individuales para cada artefacto sin que esto excluya la pertinente protección termo magnética del circuito.

Todas las partes metálicas de la instalación, tales como: tablero principal, tablero secundario, deberán ser puestos a tierra.

Está prevista la alimentación de los circuitos de ventiladores, y su provisión.

Toda la instalación eléctrica se debe realizar respetando los planos y planillas de obras, también las Especificaciones Técnicas.

### **Equipos y Accesorios de Media Tensión**

Toda esta parte de la instalación eléctrica, deberá ejecutarse con materiales que se ajusten a las Especificaciones Técnicas de ANDE.

### **Cables subterráneos de Baja Tensión**

Estos cables deben cumplir las Especificaciones Técnicas de ANDE. Son los conocidos como NYY; u otras denominaciones según su origen. Los cables a ser utilizados serán industria nacional

### **Materiales para Baja Tensión**

En general, estos materiales son los corrientes que se utilizan para instalaciones de este tipo, aceptado en la práctica por el Reglamento para instalaciones de Baja Tensión de la ANDE. Como guía se detallan Especificaciones para los mismos.

### **Conductores de cobre aislado para Baja Tensión**

NOTA: Todos los conductores a ser utilizados serán Industria Nacional

### **Llaves termo magnéticas**

Llaves termo magnéticas unipolares o tripolares para ser montadas en tableros de distribución de energía a circuitos de utilización en edificios.

NOTA: Todas las llaves termo-magnéticas a ser utilizadas serán de procedencia europea

### **Accesorios completos de embutir, con sus tapas**

Los accesorios deben ser del tipo adecuado para ser instalados en las cajas comunes del tipo conocido para llaves, de buena calidad y de buena presentación. Serán según se indique, llaves de un punto, de dos o tres puntos, tomas de corrientes simples o dobles; llaves de combinaciones de tres o cuatro vías; pulsadores para timbres o combinaciones de estos accesorios.

### **Tableros Generales, Principales y Seccionales y de Comandos.**

Los tableros en general serán construidos con chapa N° 14, con cerraduras de abrir con monedas barras de fases, neutros y Tierra, pintadas con esmalte sintético, rielera y todo accesorio para la buena terminación y seguridad para los que la operen.

- El cableado de los tableros se debe hacer en forma ordenada y atar los conductores con cintas de plástico, de tal forma que deje una buena impresión a la vista. Las conexiones a las barras se deben hacer con terminales de cobre.
- En todos los tableros se deben poner nombres a las llaves TM de tal forma a identificar los circuitos al que pertenece.
- Todos los tableros serán embutidos en la pared a una altura de 1,50 mts., medido desde el piso a la base del tablero.
- Los TCV son tableros de comando de ventiladores, dimensionados de acuerdo a la cantidad de llaves de ventiladores que irán colocadas dentro, con fondo de madera para sujetar las llaves con tornillos y serán aterrados con jabalina de cobre de 2,00 mts.

- Los TC son tableros de comando de luces y tomas, y las llaves a ser utilizadas en este tablero son interruptores tipo TM. También debe estar aterrado.

#### **7.2.19. Áreas verdes**

Se deberá proceder a la explanación del predio libre de edificaciones, respetando las cotas indicadas en la planta de conjunto, cotas de amarre. Los rellenos deberán hacerse por capas no mayores de 30cm., debidamente humectadas y compactadas. No se pagará como relleno de patio, los rellenos ejecutados con material del desmonte efectuado dentro del predio.

## **CAPITULO 8**

### **ANÁLISIS DE COSTO DE OBRA**

El cómputo métrico de la obra se realizó conforme a los planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones presentados en este proyecto, los ítems fueron organizados de manera a que sigan el proceso constructivo convencional, como se había definido anteriormente.

Una vez culminada las mediciones se procedió al presupuesto de obra. Los precios unitarios presentados son referidos al mercado nacional y actualizados al 3 de junio del 2019. Estos incluyen mano de obra, 3% del total para costos imprevistos, perdidas y roturas, además de los beneficios para el oferente.

El presupuesto final de obra se presenta en tablas y se organiza de la siguiente manera; primeramente, se presenta el resumen general del conjunto, con montos del total de bloques y niveles. Posterior al resumen general se presenta el presupuesto de una propuesta de ejecución que contempla 3 etapas. Finalmente, se presenta el desarrollo del presupuesto ítem por ítem de cada bloque diferenciado por niveles.

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"				<b>RESUMEN GENERAL DE OBRA</b>	
				FECHA: 3 de junio del 2019	
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Total (IVA incluido)	% de Monto Total
<b>BLOQUE ADMINISTRATIVO</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	1.994.029.893	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	878.287.696	
3	SEGUNDO NIVEL	gl.	1,00	887.889.930	
4	TERCER NIVEL	gl.	1,00	887.889.930	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 4.648.097.449</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$737.793</b>	<b>20,06%</b>
<b>BLOQUE DE AULAS A</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	2.435.106.462	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	1.208.065.288	
3	SEGUNDO NIVEL	gl.	1,00	1.038.382.432	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 4.681.554.183</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$743.104</b>	<b>20,20%</b>
<b>BLOQUE DE AULAS B</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	2.435.106.462	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	1.208.065.288	
3	SEGUNDO NIVEL	gl.	1,00	1.038.382.432	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 4.681.554.183</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$743.104</b>	<b>20,20%</b>
<b>BLOQUE DE LABORATORIOS</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	2.240.850.705	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	1.087.857.266	
3	SEGUNDO NIVEL	gl.	1,00	1.087.857.266	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 4.416.565.236</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$701.042</b>	<b>19,06%</b>
<b>BLOQUE DE CANTINA</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	633.669.931	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	316.618.502	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 950.288.433</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$150.839</b>	<b>4,10%</b>
<b>BLOQUE ANFITEATRO</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	816.024.890	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 816.024.890</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$129.528</b>	<b>3,52%</b>
<b>ENTORNO</b>					

1	ENTORNO	gl.	1,00	2.490.983.428	
				<b>TOTAL EN GS:</b>	<b>₡ 2.490.983.428</b>
				<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>	<b>\$395.394 10,75%</b>
<b>PASARELA DE CONEXIÓN ENTRE BLOQUES</b>					
1	PASARELAS	gl.	1,00	489.769.764	
				<b>TOTAL EN GS:</b>	<b>₡ 489.769.764</b>
				<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>	<b>\$77.741 2,11%</b>
<b>MONTO TOTAL GENERAL</b>					
1	CONSTRUCCIÓN BLOQUE ENTERO	gl.	1,00	489.769.764	
				<b>TOTAL EN GS:</b>	<b>₡ 23.174.837.565</b>
				(1 USD = 6.300 gs) <b>TOTAL EN USD:</b>	<b>\$3.678.546 100,00%</b>

**Tabla 10.1 – Presupuesto general de obra**

**Presupuesto de ejecución en 3 etapas;**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"				<b>PRIMERA ETAPA</b>	
FECHA: 3 de junio del 2019					
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Total (IVA incluido)	% de Monto Total
<b>BLOQUE ADMINISTRATIVO</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	1.994.029.893	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	878.287.696	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 2.872.317.589</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$737.793</b>	
<b>BLOQUE DE AULAS A</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	2.435.106.462	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	1.208.065.288	
3	SEGUNDO NIVEL	gl.	1,00	1.038.382.432	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 4.681.554.183</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$743.104</b>	<b>20,20%</b>
<b>BLOQUE DE CANTINA</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	633.669.931	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 950.288.433</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$150.839</b>	
<b>ENTORNO</b>					
1	ENTORNO	gl.	0,35	871.844.200	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 871.844.200</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$138.388</b>	
<b>MONTO TOTAL GENERAL</b>					
1	CONSTRUCCIÓN 1ERA ETAPA	gl.	1,00	9.376.004.405	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 9.376.004.405</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$1.488.255</b>	

**Tabla 10.2 – Presupuesto de 1era etapa de ejecución**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: “Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú”				<b>SEGUNDA ETAPA</b>	
FECHA: 3 de junio del 2019					
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Total (IVA incluido)	% de Monto Total
<b>BLOQUE DE AULAS B</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	2.435.106.462	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	1.208.065.288	
3	SEGUNDO NIVEL	gl.	1,00	1.038.382.432	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 4.681.554.183</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$743.104</b>	<b>20,20%</b>
<b>BLOQUE DE CANTINA</b>					
1	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	316.618.502	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 316.618.502</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$150.839</b>	
<b>BLOQUE ANFITEATRO</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	816.024.890	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 816.024.890</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$129.528</b>	
<b>ENTORNO</b>					
1	ENTORNO	gl.	0,35	871.844.200	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 871.844.200</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$138.388</b>	
<b>MONTO TOTAL GENERAL</b>					
1	CONSTRUCCIÓN BLOQUE ENTERO	gl.	1,00	6.686.041.774	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 6.686.041.774</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$1.061.276</b>	

Tabla 10.3 – Presupuesto de 2da etapa de ejecución

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: “Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú”				<b>TERCERA ETAPA</b>	
				FECHA: 3 de junio del 2019	
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Total (IVA incluido)	% de Monto Total
<b>BLOQUE ADMINISTRATIVO</b>					
1	SEGUNDO NIVEL	gl.	1,00	887.889.930	
2	TERCER NIVEL	gl.	1,00	887.889.930	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 1.775.779.860</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$737.793</b>	
<b>BLOQUE DE LABORATORIOS</b>					
1	PLANTA BAJA	gl.	1,00	2.240.850.705	
2	PRIMER NIVEL	gl.	1,00	1.087.857.266	
3	SEGUNDO NIVEL	gl.	1,00	1.087.857.266	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 4.416.565.236</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$701.042</b>	<b>17,31%</b>
<b>ENTORNO</b>					
1	ENTORNO	gl.	0,30	747.295.028	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 747.295.028</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$395.394</b>	
<b>PASARELA DE CONEXIÓN ENTRE BLOQUES</b>					
1	PASARELAS	gl.	1,00	489.769.764	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 489.769.764</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$77.741</b>	
<b>MONTO TOTAL GENERAL</b>					
1	CONSTRUCCIÓN BLOQUE ENTERO	gl.	1,00	6.939.640.125	
<b>TOTAL EN GS:</b>				<b>₡ 6.939.640.125</b>	
<b>TOTAL EN DÓLARES:</b>				<b>\$1.101.530</b>	

Tabla 10.4 – Presupuesto de 3era etapa de ejecución

**Bloque Administrativo;**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"				<b>BLOQUE ADMINISTRATIVO</b>	
				FECHA: 3 de junio del 2019	
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PLANTA BAJA</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpieza y preparación del terreno	m2	751,91	6.000	4.511.430
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	902,29	73.098	65.955.302
1.3	Obrador	un.	1,00	5.952.000	5.952.000
1.4	Vallado de Obra	ml	117,04	83.400	9.761.136
1.5	Cartel de Obra	un.	1,00	1.440.000	1.440.000
1.6	Replanteo y Marcación de Obra	m2	751,91	3.600	2.706.858
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HªA - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilotes de hormigón in situ (Ø:40cm)	ml	1920,50	192.234	369.185.397
2.2	Cabezales	m3	166,09	2.275.482	377.934.805
2.3	Vigas de Atado	m3	28,54	2.275.482	64.942.256
2.4	Pilares	m3	13,80	2.275.482	31.401.652
2.5	Vigas	m3	31,93	2.353.500	75.147.255
2.6	Losa	m3	61,27	2.353.500	144.198.945
2.7	Escalera	m3	3,53	2.353.500	8.307.855
2.8	Muros de HªAº	m3	10,04	2.640.000	26.516.160
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	479,97	93.149	44.708.443
3.2	Mampostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	941,29	164.644	154.977.374
3.3	Mampostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	38,08	197.220	7.510.138
3.4	Aislación Asfáltica Horizontal	ml	240,99	26.557	6.400.020
3.5	Revoque Interior Filtrado	m2	1466,18	30.514	44.738.308
3.6	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	253,12	37.560	9.507.187
3.7	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	557,00	48.480	27.003.360
3.8	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	319,30	48.480	15.479.664
3.9	Revoque de Muros de Hormigón	m2	66,96	48.480	3.246.221
3.10	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	89,40	37.560	3.357.864
3.11	Cielorraso de Durlock en Sanitarios	m2	55,36	199.980	11.070.893
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	633,75	42.660	27.035.839
4.2	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	633,75	25.546	16.189.562
4.3	Piso de Porcelanato	m2	578,39	108.480	62.743.910
4.4	Zocalo de Porcelanato	ml	335,62	21.354	7.166.829
4.5	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	55,36	108.480	6.005.453
4.6	Revestido antideslizante de escalera - Piso Cerámico (huella y contrahuella)	m2	24,61	109.230	2.687.604
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 1,00x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,90x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	15,00	1.296.216	19.443.240
5.3	Puerta Tablero 1,40x2,10m de dos hojas (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	1,00	1.877.153	1.877.153
5.4	Puerta Batiente de vidrio templado 1,60x2,10m de dos hojas (incluye accesorios, freno y pivot)	un.	4,00	2.640.000	10.560.000
5.5	Ventana 2,50x1,10m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	5,00	1.716.000	8.580.000
5.6	Ventana 1,80x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	8,00	673.920	5.391.360

5.7	Ventana 2,40x1,50m de vidrio templado incoloro (con pasador)	un.	2,00	2.246.400	4.492.800
5.8	Ventana 1,10x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	3,00	411.840	1.235.520
5.9	Ventana 0,60x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	2,00	224.640	449.280
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	8,33	280.736	2.338.534
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
7.1	Red interna de captación cloacal (Planta Baja)	gl.	1,00	9.394.200	9.394.200
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Planta Baja)	gl.	1,00	8.026.200	8.026.200
7.3	Registro de ladrillo común 40x40cm revocado por dentro para captación cloacal	un.	7,00	250.450	1.753.147
7.4	Cámara Séptica 1,00x1,50m	un.	2,00	1.653.751	3.307.502
7.5	Pozo absorbente (Profundidad: 3m)	un.	1,00	3.786.000	3.786.000
7.6	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	28,80	108.408	3.122.150
7.7	Registro de ladrillo común 30x30cm revocado por dentro p/ captación pluvial	un.	12,00	190.184	2.282.213
7.8	Registro Colector de 0,60x1,00m con ladrillo común interior revocado p/ desague pluvial	un.	2,00	536.160	1.072.320
7.9	Cañería Subterránea	ml	35,00	66.216	2.317.560
7.10	Caño perforado de 150mm dentro de triturada p/ red de infiltración de aguas pluviales	ml	80,00	146.232	11.698.560
7.11	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	29.358.960	29.358.960
7.12	Extensión red de agua corriente hasta el tanque elevado y a red interna	ml	80,00	96.132	7.690.560
7.13	Bomba Hidroneumática de Impulsión al Tanque Elevado (1HP)	un	1,00	3.810.000	3.810.000
7.14	Tanque Elevado de Fibra de 5000 lts.	un	1,00	5.130.000	5.130.000
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Extensión de Línea Trifásica desde el PD hasta el TP	ml	80,00	193.014	15.441.120
8.2	Instalación de Tablero Principal - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un	1,00	624.084	624.084
8.3	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un	1,00	653.880	653.880
8.4	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.5	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	787.242	787.242
8.6	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	110,00	94.656	10.412.160
8.7	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	163,00	293.989	47.920.240
8.8	Reflector HPIT de adosar al piso (incluye reja protectora)	un	8,00	892.740	7.141.920
8.9	Tomas de AA	un	10,00	262.265	2.622.648
8.10	Circuito para motobomba	un	1,00	441.000	441.000
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensión de Red Telefónica desde el punto de distribución	ml	80,00	60.918	4.873.440
9.2	Extensión de Red de Datos desde el punto de distribución	ml	80,00	120.930	9.674.400
9.3	Extensión de Red de Internet desde el punto de distribución	ml	80,00	120.930	9.674.400
9.4	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.5	Tomas de Telefonía	un.	16,00	152.864	2.445.830
9.6	Tomas de Datos	un.	16,00	180.984	2.895.744
9.7	Cartel de Salida de Emergencia	un.	17,00	213.600	3.631.200
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	gl.	1,00	24.600.000	24.600.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	1251,14	19.500	24.397.152
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	253,12	22.080	5.588.890
11.3	Pintura de Losa al Latex previo salpicado	m2	557,00	19.500	10.861.500
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	119,74	19.500	2.334.881
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	119,74	22.080	2.643.804
11.6	Pintura de Muros de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m2	66,96	22.080	1.478.477
11.7	Pintura de Moldura de ventanas y moquetas al Latex Acrílico	m2	17,88	22.080	394.790
11.8	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	37,42	30.294	1.133.662
11.9	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	3,33	30.294	100.940

12	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
12.1	Parasoles de Fachada Principal	gl.	1,00	4.200.000	4.200.000
12.2	Piso Exterior Antideslizante - Rampa de Acceso	m2	29,28	109.230	3.198.254
12.3	Piso Exterior Antideslizante - Escalinata de Acceso	m2	21,14	109.230	2.309.122
12.4	Taludes y Empastado	gl.	1,00	2.160.000	2.160.000

Total Planta Baja: **1.994.029.893**

**Tabla 10.5 – Presupuesto de Planta Baja – Bloque Administrativo**

PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO					
Obra: “Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú”			BLOQUE ADMINISTRATIVO		
			FECHA: 3 de junio del 2019		
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PRIMER NIVEL</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Replanteo y Marcación de Obra	m2	683,55	3.600	2.460.780
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAº - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilares	m3	13,80	2.275.482	31.401.652
2.2	Vigas	m3	31,93	2.353.500	75.147.255
2.3	Losa	m3	61,27	2.353.500	144.198.945
2.4	Escalera	m3	3,53	2.353.500	8.307.855
2.5	Muros de HºAº	m3	10,04	2.640.000	26.516.160
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	525,86	93.149	48.982.855
3.2	Mampostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	253,12	164.644	41.674.588
3.3	Mampostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	38,08	197.220	7.510.138
3.4	Revoque Interior Filtrado	m2	1557,95	30.514	47.538.724
3.5	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	253,12	37.560	9.507.187
3.6	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	557,00	48.480	27.003.360
3.7	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	319,30	48.480	15.479.664
3.8	Revoque de Muros de Hormigón	m2	66,96	48.480	3.246.221
3.9	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	89,40	37.560	3.357.864
3.10	Cielorraso de Durlock en Sanitarios	m2	55,36	199.980	11.070.893
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	631,60	25.546	16.134.614
4.2	Piso de Porcelanato	m2	576,24	108.480	62.510.569
4.3	Zocalo de Porcelanato	ml	364,30	21.354	7.779.262
4.4	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	55,36	108.480	6.005.453
4.5	Revestido antideslizante de escalera - Piso Cerámico (huella y contrahuella)	m2	24,61	109.230	2.687.604
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 1,00x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,80x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.296.216	2.592.432
5.3	Puerta Placa 0,90x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	18,00	1.296.216	23.331.888
5.4	Puerta Tablero 1,50x2,10m de dos hojas (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	1,00	1.877.153	1.877.153
5.5	Puerta Batiente de vidrio templado 1,60x2,10m de dos hojas (incluye accesorios, freno y pivot)	un.	2,00	2.640.000	5.280.000
5.6	Ventana 2,50x1,10m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	5,00	1.716.000	8.580.000
5.7	Ventana 1,80x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	8,00	673.920	5.391.360

5.8	Ventana 1,10x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	3,00	411.840	1.235.520
5.9	Ventana 0,60x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	3,00	224.640	673.920
5.10	Paño fijo de vidrio templado 6,00x3,00 (en fachada principal)	m2	18,00	624.000	11.232.000
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	8,33	362.544	3.019.992
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
7.1	Red interna de captación cloacal (Primer Nivel)	gl.	1,00	10.333.620	10.333.620
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Primer Nivel)	gl.	1,00	8.828.820	8.828.820
7.3	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	28,80	172.908	4.979.750
7.4	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	32.294.856	32.294.856
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	2.681.706	2.681.706
8.2	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.3	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	611.664	611.664
8.4	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	147,00	94.656	13.914.432
8.5	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	165,00	293.989	48.508.218
8.6	Tomas de AA	un	10,00	262.265	2.622.648
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensiones de red telefónica/datos/tv desde Planta Baja a Primer Nivel	gl.	1,00	2.700.000	2.700.000
9.2	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.3	Tomas de TV	un.	2,00	147.600	295.200
9.4	Tomas de Telefonía	un.	18,00	152.864	2.751.559
9.5	Tomas de Datos	un.	18,00	180.984	3.257.712
9.6	Cartel de Salida de Emergencia	un.	13,00	213.600	2.776.800
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	gl.	1,00	24.600.000	24.600.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	1342,91	19.500	26.186.784
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	253,12	22.080	5.588.890
11.3	Pintura de Losa al Latex previo salpicado	m2	557,00	19.500	10.861.500
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	119,74	19.500	2.334.881
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	119,74	22.080	2.643.804
11.6	Pintura de Muros de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m2	66,96	22.080	1.478.477
11.7	Pintura de Moldura de ventanas y mochetas al Latex Acrílico	m2	17,88	22.080	394.790
11.8	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	43,66	30.294	1.322.606
11.9	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	3,33	30.294	100.940
				<b>Total Primer Nivel:</b>	<b>878.287.696</b>

**Tabla 10.6 – Presupuesto de Primer Nivel – Bloque Administrativo**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
<b>Obra:</b> "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"				<b>BLOQUE ADMINISTRATIVO</b>	
<b>FECHA: 3 de junio del 2019</b>					
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>SEGUNDO NIVEL</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Replanteo y Marcación de Obra	m2	683,55	3.600	2.460.780
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAª - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilares	m3	13,80	2.275.482	31.401.652
2.2	Vigas	m3	31,93	2.353.500	75.147.255
2.3	Losa	m3	61,27	2.353.500	144.198.945
2.4	Escalera	m3	3,53	2.353.500	8.307.855
2.5	Muros de HºAº	m3	10,04	2.640.000	26.516.160
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	532,26	93.149	49.579.008
3.2	Mampostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	253,12	164.644	41.674.588
3.3	Mampostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	38,08	197.220	7.510.138
3.4	Revoque Interior Filtrado	m2	1570,75	30.514	47.929.298
3.5	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	253,12	37.560	9.507.187
3.6	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	557,00	48.480	27.003.360
3.7	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	319,30	48.480	15.479.664
3.8	Revoque de Muros de Hormigón	m2	66,96	48.480	3.246.221
3.9	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	89,40	37.560	3.357.864
3.10	Cielorraso de Durlock en Sanitarios	m2	59,36	199.980	11.870.813
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	631,30	25.546	16.126.950
4.2	Piso de Porcelanato	m2	571,94	108.480	62.044.105
4.3	Zocalo de Porcelanato	ml	364,30	21.354	7.779.262
4.4	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	59,36	108.480	6.439.373
4.5	Revestido antideslizante de escalera - Piso Cerámico (huella y contrahuella)	m2	24,61	109.230	2.687.604
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 1,00x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,80x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.296.216	2.592.432
5.3	Puerta Placa 0,90x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	18,00	1.296.216	23.331.888
5.4	Puerta Tablero 1,50x2,10m de dos hojas (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	1,00	1.877.153	1.877.153
5.5	Puerta Batiente de vidrio templado 1,60x2,10m de dos hojas (incluye accesorios, freno y pivot)	un.	2,00	2.640.000	5.280.000
5.6	Ventana 2,50x1,10m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	5,00	1.716.000	8.580.000
5.7	Ventana 1,80x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	8,00	673.920	5.391.360
5.8	Ventana 1,10x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	3,00	411.840	1.235.520
5.9	Ventana 0,60x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	3,00	224.640	673.920
5.10	Paño fijo de vidrio templado 6,00x3,60 (en fachada principal)	m2	21,60	624.000	13.478.400
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	8,33	362.544	3.019.992

<b>7 INSTALACIONES SANITARIAS</b>					
7.1	Red interna de captación cloacal (Segundo Nivel)	gl.	1,00	10.333.620	10.333.620
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Segundo Nivel)	gl.	1,00	8.828.820	8.828.820
7.3	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	28,80	172.908	4.979.750
7.4	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	35.230.752	35.230.752
<b>8 INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>					
8.1	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	666.960	666.960
8.2	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.3	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	611.664	611.664
8.4	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	148,00	94.656	14.009.088
8.5	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	166,00	293.989	48.802.207
8.6	Tomas de AA	un	10,00	262.265	2.622.648
<b>9 INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>					
9.1	Extensiones de red telefónica/datos/tv desde Planta Baja a Segundo Nivel	gl.	1,00	6.750.000	6.750.000
9.2	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.3	Tomas de TV	un.	2,00	147.600	295.200
9.4	Tomas de Telefonía	un.	18,00	152.864	2.751.559
9.5	Tomas de Datos	un.	18,00	180.984	3.257.712
9.6	Cartel de Salida de Emergencia	un.	13,00	213.600	2.776.800
<b>10 INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>					
10.1	Equipamiento contra incendio (Detalles en plano)	gl.	1,00	24.600.000	24.600.000
<b>11 PINTURAS</b>					
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	1355,71	19.500	26.436.384
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	253,12	22.080	5.588.890
11.3	Pintura de Losa al Latex previo salpicado	m2	557,00	19.500	10.861.500
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	119,74	19.500	2.334.881
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	119,74	22.080	2.643.804
11.6	Pintura de Muros de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m2	66,96	22.080	1.478.477
11.7	Pintura de Moldura de ventanas y mochetas al Latex Acrílico	m2	17,88	22.080	394.790
11.8	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	43,66	30.294	1.322.606
11.9	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	3,33	30.294	100.940
				<b>Total Segundo Nivel:</b>	<b>887.889.930</b>

**Tabla 10.7 – Presupuesto de Segundo y Tercer Nivel – Bloque Administrativo**

## Bloque de Aulas

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"			<b>BLOQUE DE AULAS AyB</b> FECHA: 3 de junio del 2019		
Item N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PLANTA BAJA</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpieza y preparación del terreno	m2	996,60	6.000	5.979.600
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	1195,92	73.098	87.419.360
1.3	Obrador	un.	1,00	5.952.000	5.952.000
1.4	Vallado de Obra	ml	226,60	83.400	18.898.440
1.5	Cartel de Obra	un.	1,00	1.440.000	1.440.000
1.6	Replanteo y Marcación de Obra	m2	996,60	3.600	3.587.760
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAº - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilotes de hormigón in situ (Ø:40cm)	ml	2242,50	192.234	431.084.745
2.2	Cabezales	m3	198,70	2.275.482	452.138.273
2.3	Vigas de Atado	m3	32,20	2.275.482	73.270.520
2.4	Pilares	m3	21,80	2.275.482	49.605.508
2.5	Vigas	m3	51,10	2.353.500	120.263.850
2.6	Losa	m3	77,80	2.353.500	183.102.300
2.7	Escalera	m3	3,40	2.353.500	8.001.900
2.8	Rampa	m3	16,20	2.640.000	42.768.000
2.9	Muros de HºAº	m3	19,56	2.640.000	51.648.960
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	159,03	93.149	14.813.454
3.2	Mampostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	465,00	164.644	76.559.274
3.3	Mampostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	124,00	197.220	24.455.280
3.4	Aislación Asfáltica Horizontal	ml	241,30	26.557	6.408.252
3.5	Revoque Interior Filtrado	m2	1372,06	30.514	41.866.490
3.6	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	465,00	37.560	17.465.400
3.7	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	707,27	48.480	34.288.582
3.8	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	511,00	48.480	24.773.280
3.9	Revoque de Muros de Hormigón	m2	97,82	48.600	4.754.052
3.10	Revoque de Rampa	m2	147,27	48.480	7.139.782
3.11	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	186,00	37.560	6.986.160
3.12	Cielorraso de Durlock en Sanitarios	m2	82,40	199.980	16.478.352
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	795,51	42.660	33.936.243
4.2	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	795,51	25.546	20.321.653
4.3	Piso de Porcelanato	m2	713,11	108.480	77.357.630
4.4	Zocalo de Porcelanato	ml	210,20	21.354	4.488.611
4.5	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	82,40	108.480	8.938.752
4.6	Revestido antideslizante de escalera - Piso Cerámico (huella y contrahuella)	m2	54,40	109.230	5.942.112
4.7	Revestido antideslizante de rampa - Piso Cerámico	m2	84,38	109.230	9.216.281
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 1,00x2,10m (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,90x2,10m (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	4,00	1.296.216	5.184.864
5.3	Puerta Tablero 1,50x2,10m de dos hojas (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	6,00	1.877.153	11.262.917
5.4	Ventana 2,50x1,10m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	12,00	1.716.000	20.592.000
5.5	Ventana 2,00x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	18,00	673.920	12.130.560
5.6	Ventana 1,60x0,60m de vidrio templado difuso(con pasador)	un.	6,00	224.640	1.347.840
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	16,96	362.544	6.148.746
6.2	Parasoles p/ ventanas laterales	m2	73,50	144.000	10.584.000
6.3	Baranda de Rampa (con pasamanos circular)	ml	137,50	362.544	49.849.800
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
7.1	Red interna de captación cloacal (Planta Baja)	gl.	1,00	12.212.460	12.212.460
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Planta Baja)	gl.	1,00	10.434.060	10.434.060

7.3	Registro de ladrillo común 40x40cm revocado por dentro para captación cloacal	un.	4,00	250.450	1.001.798
7.4	Cámara Séptica 1,00x1,50m	un.	2,00	1.836.000	3.672.000
7.5	Pozo absorbente (Profundidad: 3,00m)	un.	1,00	3.786.000	3.786.000
7.6	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	36,50	172.908	6.311.142
7.7	Registro de ladrillo común 30x30cm revocado por dentro p/ captación pluvial	un.	12,00	190.184	2.282.213
7.8	Registro colector de Desague Pluvial de 0,60x1,00m con ladrillo común interior revocado	un.	2,00	536.160	1.072.320
7.9	Cañería Subterránea	ml	35,00	66.216	2.317.560
7.10	Caño perforado de 150mm dentro de triturada para red de infiltración de aguas pluviales	ml	80,00	146.232	11.698.560
7.11	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	52.846.128	52.846.128
7.12	Extensión red de agua corriente hasta el tanque elevado y a red interna	ml	80,00	96.132	7.690.560
7.13	Bomba Hidroneumática de Impulsión al Tanque Elevado	un.	1,00	3.810.000	3.810.000
7.14	Tanque Elevado de Fibra de 5000 lts.	un.	2,00	5.130.000	10.260.000
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Extensión de Línea Trifásica desde el PD hasta el TP	ml	100,00	193.014	19.301.400
8.2	Instalación de Tablero Principal - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un.	1,00	624.084	624.084
8.3	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un.	1,00	653.880	653.880
8.4	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un.	1,00	787.242	787.242
8.5	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un.	1,00	787.242	787.242
8.6	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	76,00	94.656	7.193.856
8.7	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un.	82,00	293.989	24.107.114
8.8	Artefacto de iluminación Tipo Fluorescente (2x40)	un.	48,00	293.989	14.111.482
8.9	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Cuadrangular (adosado al techo)	un.	44,00	293.989	12.935.525
8.10	Reflector HPIT de adosar al piso (incluye reja protectora)	un.	4,00	892.740	3.570.960
8.11	Ventiladores de Techo	un.	24,00	494.346	11.864.304
8.12	Circuito para motobomba	un.	1,00	441.000	441.000
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensión de Red Telefónica desde el punto de distribución	ml	90,00	60.918	5.482.620
9.2	Extensión de Red de Datos desde el punto de distribución	ml	90,00	120.930	10.883.700
9.3	Extensión de Red de Internet desde el punto de distribución	ml	90,00	120.930	10.883.700
9.4	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.5	Tomas de TV	un.	6,00	147.600	885.600
9.6	Tomas de Telefonía	un.	12,00	152.864	1.834.373
9.7	Tomas de Datos	un.	12,00	180.984	2.171.808
9.8	Cartel de Salida de Emergencia	un.	7,00	213.600	1.495.200
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	gl.	1,00	22.200.000	22.200.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	907,06	19.500	17.687.670
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	465,00	22.080	10.267.200
11.3	Pintura de Losa al Latex previo salpicado	m2	707,27	19.500	13.791.818
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	204,40	19.500	3.985.800
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	204,40	22.080	4.513.152
11.6	Pintura de Muros de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m2	97,82	22.080	2.159.866
11.7	Pintura de Rampa de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m3	147,27	22.080	3.251.782
11.8	Pintura de Moldura de ventanas y mochetas al Latex Acrílico	m2	37,20	22.080	821.376
11.9	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	27,72	30.294	839.750
11.10	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	61,78	30.294	1.871.684
<b>12</b>	<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>				
12.1	Taludes y Empastado	gl.	1,00	2.160.000	2.160.000
				<b>TOTAL PLANTA BAJA:</b>	<b>2.435.106.462</b>

**Tabla 10.8 – Presupuesto de Planta Baja – Bloque de Aulas**

<b>PLANILLA DE CÁLCULO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"				<b>BLOQUE DE AULAS A y B</b>	
FECHA: 3 de junio del 2019					
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PRIMER NIVEL</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Replanteo y Marcación de Obra	m2	906,00	3.600	3.261.600
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAº - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilares	m3	21,80	2.275.482	49.605.508
2.2	Vigas	m3	51,10	2.353.500	120.263.850
2.3	Losa	m3	77,80	2.353.500	183.102.300
2.4	Escalera	m3	3,40	2.353.500	8.001.900
2.5	Rampa	m3	16,20	2.640.000	42.768.000
2.6	Muros de HºAº	m3	19,56	2.640.000	51.648.960
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	159,03	93.149	14.813.454
3.2	Mampostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	465,00	164.644	76.559.274
3.3	Mampostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	124,00	197.220	24.455.280
3.4	Revoque Interior Filtrado	m2	1248,06	30.514	38.082.804
3.5	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	465,00	37.560	17.465.400
3.6	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	707,27	48.480	34.288.582
3.7	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	511,00	48.480	24.773.280
3.8	Revoque de Muros de Hormigón	m2	97,82	48.480	4.742.314
3.9	Revoque de Rampa	m2	147,27	48.480	7.139.782
3.10	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	186,00	37.560	6.986.160
3.11	Cielorraso de Durlock en Sanitarios	m2	82,40	199.980	16.478.352
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	712,11	25.546	18.191.149
4.2	Piso de Porcelanato	m2	629,71	108.480	68.310.398
4.3	Zocalo de Porcelanato	ml	210,20	21.354	4.488.611
4.4	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	82,40	108.480	8.938.752
4.5	Revestido antideslizante de escalera - Piso Cerámico (huella y contrahuella)	m2	54,40	109.230	5.942.112
4.6	Revestido antideslizante de rampa - Piso Cerámico	m2	93,75	109.230	10.240.313
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 1,00x2,10m (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,90x2,10m (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	4,00	1.296.216	5.184.864
5.3	Puerta Tablero 1,50x2,10m de dos hojas (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	6,00	1.877.153	11.262.917
5.4	Ventana 2,50x1,10m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	12,00	1.716.000	20.592.000
5.5	Ventana 2,00x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	18,00	673.920	12.130.560
5.6	Ventana 1,60x0,60m de vidrio templado difuso(con pasador)	un.	6,00	224.640	1.347.840
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	16,96	362.544	6.148.746
6.2	Parasoles p/ ventanas laterales	m2	73,50	144.000	10.584.000

6.3	Baranda de Rampa (con pasamanos circular)	ml	137,50	362.544	49.849.800
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
7.1	Red interna de captación cloacal (Primer Nivel)	gl.	1,00	12.212.460	12.212.460
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Primer Nivel)	gl.	1,00	10.434.060	10.434.060
7.3	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	36,50	172.908	6.311.142
7.4	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	52.846.128	52.846.128
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	2.681.706	2.681.706
8.2	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.3	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	611.664	611.664
8.4	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	76,00	94.656	7.193.856
8.5	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	82,00	293.989	24.107.114
8.6	Artefacto de iluminación Tipo Fluorescente (2x40)	un	48,00	293.989	14.111.482
8.7	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Cuadrangular (adosado al techo)	un	44,00	293.989	12.935.525
8.8	Ventiladores de Techo	un	24,00	494.346	11.864.304
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensiones de red telefónica/datos/tv desde Planta Baja a Primer Nivel	gl.	1,00	2.700.000	2.700.000
9.2	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.3	Tomas de TV	un.	7,00	147.600	1.033.200
9.4	Tomas de Telefonía	un.	12,00	152.864	1.834.373
9.5	Tomas de Datos	un.	12,00	180.984	2.171.808
9.6	Cartel de Salida de Emergencia	un.	7,00	213.600	1.495.200
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	un.	1,00	22.200.000	22.200.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	907,06	19.500	17.687.670
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	465,00	22.080	10.267.200
11.3	Pintura de Losa al Latex previo salpicado	m2	707,27	19.500	13.791.818
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	204,40	19.500	3.985.800
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	204,40	22.080	4.513.152
11.6	Pintura de Muros de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m2	97,82	22.080	2.159.866
11.7	Pintura de Rampa de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m3	147,27	22.081	3.251.959
11.8	Pintura de Moldura de ventanas y mochetas al Latex Acrílico	m2	37,20	22.080	821.376
11.9	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	27,72	30.294	839.750
11.10	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	61,78	30.294	1.871.684
				<b>TOTAL PRIMER NIVEL:</b>	<b>1.208.065.288</b>

**Tabla 10.9 – Presupuesto de Primer Nivel– Bloque de Aulas**

<b>PLANILLA DE CÁLCULO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
<b>Obra:</b> "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"			<b>BLOQUE DE AULAS AyB</b>		
			<b>FECHA: 3 de junio del 2019</b>		
<b>Ítem N°</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad de Medida</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio Unitario (IVA incluido)</b>	<b>Precio Total (IVA incluido)</b>
<b>SEGUNDO NIVEL</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.6	Replanteo y Marcación de Obra	m2	906,00	3.600	3.261.600
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAª - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilares	m3	21,80	2.275.482	49.605.508
2.2	Vigas	m3	51,10	2.353.500	120.263.850
2.3	Losa	m3	77,80	2.353.500	183.102.300
2.4	Escalera	m3	3,40	2.353.500	8.001.900
2.5	Muros de HºAº	m3	19,56	2.640.000	51.648.960
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	159,03	93.149	14.813.454
3.2	Mampostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	341,00	164.644	56.143.468
3.3	Mampostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	124,00	197.220	24.455.280
3.4	Revoque Interior Filtrado	m2	1000,06	30.514	30.515.431
3.5	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	341,00	37.560	12.807.960
3.6	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	707,27	48.480	34.288.582
3.7	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	511,00	48.480	24.773.280
3.8	Revoque de Muros de Hormigón	m2	97,82	48.480	4.742.314
3.9	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	186,00	37.560	6.986.160
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	724,11	25.546	18.497.697
4.2	Piso de Porcelanato	m2	641,71	108.480	69.612.158
4.3	Zocalo de Porcelanato	ml	170,20	21.354	3.634.451
4.4	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	82,40	108.480	8.938.752
4.5	Revestido antideslizante de escalera - Piso de Porcelanato (huella y contrahuella)	m2	54,40	109.230	5.942.112
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 1,00x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,90x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	4,00	1.296.216	5.184.864
5.3	Puerta Tablero 1,50x2,10m de dos hojas (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	4,00	1.877.153	7.508.611
5.4	Ventana 2,50x1,10m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	12,00	1.716.000	20.592.000
5.5	Ventana 2,00x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	3,00	673.920	2.021.760
5.6	Ventana 1,60x0,60m de vidrio templado difuso(con pasador)	un.	6,00	224.640	1.347.840
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	16,96	362.544	6.148.746
6.2	Parasoles p/ ventanas laterales	m2	73,50	144.000	10.584.000
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
7.1	Red interna de captación cloacal (Segundo Nivel)	gl.	1,00	12.212.460	12.212.460
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Segundo Nivel)	gl.	1,00	10.434.060	10.434.060
7.3	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	36,50	172.908	6.311.142
7.4	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	52.846.128	52.846.128
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	666.960	666.960

8.2	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.3	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	611.664	611.664
8.4	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	73,00	94.656	6.909.888
8.5	Artefacto de iluminación - Plafón circular de adosar al techo	un	82,00	293.989	24.107.114
8.6	Artefacto de iluminación Tipo Fluorescente (2x40)	un	38,00	293.989	11.171.590
8.7	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Cuadrangular (adosado al techo)	un	65,00	293.989	19.109.298
8.8	Ventiladores de Techo	un	48,00	494.346	23.728.608
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensiones de red telefónica/datos/tv desde Planta Baja a Segundo Nivel	gl.	1,00	2.700.000	2.700.000
9.2	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.3	Tomas de TV	un.	4,00	147.600	590.400
9.4	Tomas de Telefonía	un.	10,00	152.864	1.528.644
9.5	Tomas de Datos	un.	10,00	180.984	1.809.840
9.6	Cartel de Salida de Emergencia	un.	12,00	213.600	2.563.200
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra incendio (Detalles en plano)	un.	1,00	22.200.000	22.200.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	783,06	19.500	15.269.670
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	341,00	22.080	7.529.280
11.3	Pintura de Losa al Latex previo salpicado	m2	707,27	19.500	13.791.818
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	204,40	19.500	3.985.800
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	204,40	22.080	4.513.152
11.6	Pintura de Muros de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m2	97,82	22.080	2.159.866
11.7	Pintura de Moldura de ventanas y moquetas al Latex Acrílico	m2	37,20	22.080	821.376
11.8	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	23,10	30.294	699.791
11.9	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	6,78	30.294	205.514
				<b>TOTAL SEGUNDO NIVEL:</b>	<b>1.038.382.432</b>

**Tabla 10.10 – Presupuesto de Segundo Nivel – Bloque de Aulas**

## Bloque de Laboratorios;

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"			<b>BLOQUE DE LABORATORIOS</b>		
			FECHA: 3 de junio del 2019		
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PLANTA BAJA</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpieza y preparación del terreno	m2	996,60	6.000	5.979.600
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	1195,92	73.098	87.419.360
1.3	Obrador	un.	1,00	5.952.000	5.952.000
1.4	Vallado de Obra	ml	226,60	83.400	18.898.440
1.5	Cartel de Obra	un.	1,00	1.440.000	1.440.000
1.6	Replanteo y Marcación de Obra	m2	996,60	3.600	3.587.760
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAº - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilotes de hormigón in situ (Ø:40cm)	ml	1950,00	192.234	374.856.300
2.2	Cabezales	m3	198,70	2.275.482	452.138.273
2.3	Vigas de Atado	m3	32,20	2.275.482	73.270.520
2.4	Pilares	m3	21,80	2.275.482	49.605.508
2.5	Vigas	m3	51,10	2.353.500	120.263.850
2.6	Losa	m3	77,80	2.353.500	183.102.300
2.7	Escalera	m3	3,40	2.353.500	8.001.900
2.8	Muros de HºAº	m3	19,56	2.640.000	51.648.960
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	159,03	93.149	14.813.454
3.2	Mampostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	465,00	164.644	76.559.274
3.3	Mampostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	124,00	197.220	24.455.280
3.4	Aislación Asfáltica Horizontal	ml	241,30	26.557	6.408.252
3.5	Revoque Interior Filtrado	m2	1248,06	30.298	37.813.223
3.6	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	465,00	37.560	17.465.400
3.7	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	707,27	48.480	34.288.582
3.8	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	511,00	48.480	24.773.280
3.9	Revoque de Muros de Hormigón	m2	97,82	48.600	4.754.052
3.10	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	186,00	48.000	8.928.000
3.11	Cielorraso de Durlock en Sanitarios	m2	82,40	199.980	16.478.352
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Contrapiso de Hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	712,11	42.660	30.378.399
4.2	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	712,11	25.546	18.191.149
4.3	Piso de Porcelanato	m2	629,71	108.480	68.310.398
4.4	Zocalo de Porcelanato	ml	210,20	21.354	4.488.611
4.5	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	82,40	108.480	8.938.752
4.6	Revestido antideslizante de escalera - Piso Cerámico (huella y contrahuella)	m2	54,40	109.230	5.942.112
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 1,00x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,90x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	4,00	1.296.216	5.184.864
5.3	Puerta Tablero 1,50x2,10m de dos hojas (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	6,00	1.877.153	11.262.917
5.4	Ventana 2,50x1,10m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	12,00	1.716.000	20.592.000
5.5	Ventana 2,00x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	18,00	673.920	12.130.560
5.6	Ventana 1,60x0,60m de vidrio templado difuso(con pasador)	un.	6,00	224.640	1.347.840

<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICAS</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	16,96	362.544	6.148.746
6.2	Parasoles p/ ventanas laterales	m2	36,75	144.000	5.292.000
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
7.1	Red interna de captación cloacal (Planta Baja)	gl.	1,00	12.212.460	12.212.460
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Planta Baja)	gl.	1,00	10.434.060	10.434.060
7.3	Registro de ladrillo común 40x40cm revocado por dentro para captación cloacal	un.	4,00	250.450	1.001.798
7.4	Cámara Séptica 1,00x1,50m	un.	1,00	1.836.000	1.836.000
7.5	Pozo absorbente (Profundidad: 3,00m)	un.	1,00	3.786.000	3.786.000
7.6	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	18,25	172.908	3.155.571
7.7	Registro de ladrillo común 30x30cm revocado por dentro p/ captación pluvial	un.	12,00	190.184	2.282.213
7.8	Registro colector de Desague Pluvial de 0,60x1,00m con ladrillo común interior revocado	un.	2,00	536.160	1.072.320
7.9	Cañería Subterránea	ml	35,00	66.216	2.317.560
7.10	Caño perforado de 150mm dentro de triturada para red de infiltración de aguas pluviales	ml	100,00	146.232	14.623.200
7.11	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	52.846.128	52.846.128
7.12	Extensión red de agua corriente hasta el tanque elevado y a red interna	ml	50,00	96.132	4.806.600
7.13	Bomba Hidroneumática de Impulsión al Tanque Elevado	un	1,00	3.810.000	3.810.000
7.14	Tanque Elevado de Fibra de 5000 lts.	un	2,00	5.130.000	10.260.000
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Extensión de Línea Trifásica desde el PD hasta el TP	ml	100,00	193.014	19.301.400
8.2	Instalación de Tablero Principal - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un	1,00	624.084	624.084
8.3	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un	1,00	653.880	653.880
8.4	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.5	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	787.242	787.242
8.6	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	76,00	94.656	7.193.856
8.7	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	82,00	293.989	24.107.114
8.8	Artefacto de iluminación Tipo Fluorescente (2x40)	un	48,00	293.989	14.111.482
8.9	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Cuadrangular (adosado al techo)	un	44,00	293.989	12.935.525
8.10	Reflector HPIT de adosar al piso (incluye reja protectora)	un	4,00	892.740	3.570.960
8.11	Ventiladores de Techo	un	24,00	494.346	11.864.304
8.12	Circuitos eléctricos extras (motobomba y otros)	un	1,00	1.641.000	1.641.000
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensión de Red Telefónica desde el punto de distribución	ml	90,00	60.918	5.482.620
9.2	Extensión de Red de Datos desde el punto de distribución	ml	90,00	120.930	10.883.700
9.3	Extensión de Red de Internet desde el punto de distribución	ml	90,00	120.930	10.883.700
9.4	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.5	Tomas de TV	un.	7,00	147.600	1.033.200
9.6	Tomas de Telefonía	un.	12,00	152.864	1.834.373
9.7	Tomas de Datos	un.	12,00	180.984	2.171.808
9.8	Cartel de Salida de Emergencia	un.	7,00	213.600	1.495.200
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	gl.	1,00	22.200.000	22.200.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	907,06	19.500	17.687.670
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	465,00	22.080	10.267.200
11.3	Pintura de Losa - Cielorraso al Latex previo salpicado	m2	789,67	19.500	15.398.618
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	204,40	19.500	3.985.800
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	204,40	22.080	4.513.152
11.6	Pintura de Muros de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m2	97,82	22.080	2.159.866
11.7	Pintura de Moldura de ventanas y mochetas al Latex Acrílico	m2	37,20	22.080	821.376

11.8	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	27,72	30.294	839.750
11.9	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	6,78	30.294	205.514
<b>12</b>	<b>LIMPIEZA FINAL DE OBRA</b>				
12.1	Limpieza final	gl.	1,00	2.160.000	2.160.000

TOTAL PLANTA BAJA: **2.240.850.705**

**Tabla 10.11 – Presupuesto de Planta Baja – Bloque de Laboratorios**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: “Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú”			<b>BLOQUE DE LABORATORIOS</b>		
			FECHA: 3 de junio del 2019		
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PRIMER NIVEL</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Replanteo y Marcación de Obra	m2	906,00	3.600	3.261.600
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAº - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilares	m3	21,80	2.275.482	49.605.508
2.2	Vigas	m3	51,10	2.353.500	120.263.850
2.3	Losa	m3	77,80	2.353.500	183.102.300
2.4	Escalera	m3	3,40	2.353.500	8.001.900
2.5	Muros de HºAº	m3	19,56	2.640.000	51.648.960
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mamostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	159,03	93.149	14.813.454
3.2	Mamostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	465,00	164.644	76.559.274
3.3	Mamostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	124,00	197.220	24.455.280
3.4	Revoque Interior Filtrado	m2	1248,06	30.514	38.082.804
3.5	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	465,00	37.560	17.465.400
3.6	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	707,27	48.480	34.288.582
3.7	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	511,00	48.480	24.773.280
3.8	Revoque de Muros de Hormigón	m2	97,82	48.480	4.742.314
3.9	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	186,00	37.560	6.986.160
3.10	Cielorraso de Durlock en Sanitarios	m2	82,40	199.980	16.478.352
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	712,11	25.546	18.191.149
4.2	Piso de Porcelanato	m2	629,71	108.480	68.310.398
4.3	Zocalo de Porcelanato	ml	210,20	21.354	4.488.611
4.4	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	82,40	108.480	8.938.752
4.5	Revestido antideslizante de escalera - Piso Cerámico (huella y contrahuella)	m2	54,40	109.230	5.942.112
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 1,00x2,10m (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,90x2,10m (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	4,00	1.296.216	5.184.864
5.3	Puerta Tablero 1,50x2,10m de dos hojas (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	6,00	1.877.153	11.262.917
5.4	Ventana 2,50x1,10m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	12,00	1.716.000	20.592.000
5.5	Ventana 2,00x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	18,00	673.920	12.130.560
5.6	Ventana 1,60x0,60m de vidrio templado difuso(con pasador)	un.	6,00	224.640	1.347.840
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	16,96	362.544	6.148.746
6.2	Parasoles p/ ventanas laterales	m2	36,75	144.000	5.292.000
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				

7.1	Red interna de captación cloacal (Primer Nivel)	gl.	1,00	12.212.460	12.212.460
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Primer Nivel)	gl.	1,00	10.434.060	10.434.060
7.3	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	36,50	172.908	6.311.142
7.4	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	52.846.128	52.846.128
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	2.681.706	2.681.706
8.2	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.3	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	611.664	611.664
8.4	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	76,00	94.656	7.193.856
8.5	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	82,00	293.989	24.107.114
8.6	Artefacto de iluminación Tipo Fluorescente (2x40)	un	48,00	293.989	14.111.482
8.7	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Cuadrangular (adosado al techo)	un	44,00	293.989	12.935.525
8.8	Ventiladores de Techo	un	24,00	494.346	11.864.304
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensiones de red telefónica/datos/tv desde Planta Baja a Primer Nivel	gl.	1,00	2.700.000	2.700.000
9.2	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.3	Tomas de TV	un.	7,00	147.600	1.033.200
9.4	Tomas de Telefonía	un.	12,00	152.864	1.834.373
9.5	Tomas de Datos	un.	12,00	180.984	2.171.808
9.6	Cartel de Salida de Emergencia	un.	7,00	213.600	1.495.200
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	un.	1,00	22.200.000	22.200.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	907,06	19.500	17.687.670
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	465,00	22.080	10.267.200
11.3	Pintura de Losa al Latex previo salpicado	m2	707,27	19.500	13.791.818
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	204,40	19.500	3.985.800
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	204,40	22.080	4.513.152
11.6	Pintura de Muros de Hormigón Armado al Latex Acrílico	m2	97,82	22.080	2.159.866
11.8	Pintura de Moldura de ventanas y mochetas al Latex Acrílico	m2	37,20	22.080	821.376
11.9	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	27,72	30.294	839.750
11.10	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	6,78	30.294	205.514
				<b>TOTAL PRIMER NIVEL:</b>	<b>1.087.857.266</b>

**Tabla 10.12 – Presupuesto de Primer y Segundo Nivel – Bloque de Laboratorios**

## Bloque de Cantina

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"			<b>BLOQUE DE CANTINA</b>		
			FECHA: 3 de junio del 2019		
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PRIMER NIVEL</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpieza y preparación del terreno	m2	316,27	6.000	1.897.632
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	379,53	73.098	27.742.621
1.3	Obrador	un.	1,00	5.952.000	5.952.000
1.4	Vallado de Obra	ml	92,97	83.400	7.753.865
1.5	Cartel de Obra	un.	1,00	1.440.000	1.440.000
1.6	Replanteo y Marcación de Obra	m2	316,27	3.600	1.138.579
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAº - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilotes de hormigón in situ (Ø:40cm)	ml	330,00	192.234	63.437.220
2.2	Cabezales	m3	21,97	2.275.482	49.992.340
2.3	Vigas de Atado	m3	14,90	2.275.482	33.904.682
2.4	Pilares	m3	5,92	2.275.482	13.470.853
2.5	Vigas	m3	14,30	2.353.500	33.655.050
2.6	Losa	m3	14,60	2.353.500	34.361.100
2.7	Escalera	m3	2,40	2.353.500	5.648.400
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	44,02	93.149	4.100.410
3.2	Mampostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	218,61	164.644	35.993.067
3.3	Mampostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	68,20	197.220	13.450.404
3.4	Aislación Asfáltica Horizontal	ml	128,72	26.557	3.418.443
3.5	Revoque Interior Filtrado	m2	661,66	30.298	20.046.831
3.6	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	286,81	37.560	10.772.659
3.7	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	132,73	48.480	6.434.618
3.8	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	143,00	48.480	6.932.640
3.9	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	91,20	48.000	4.377.600
3.10	Cielorraso de Durlock en Sanitarios y Area de Cocina	m2	37,32	199.980	7.463.254
3.11	Techo Metalico - Sobre Area de Cocina	m2	23,10	216.000	4.989.600
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	251,03	42.660	10.709.110
4.2	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	251,03	25.546	6.412.814
4.3	Piso de Porcelanato	m2	236,81	108.480	25.689.583
4.4	Zocalo de Porcelanato	ml	128,70	21.354	2.748.260
4.5	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	14,22	108.480	1.542.586
4.6	Revestido antideslizante de escalera - Piso de Porcelanato (huella y contrahuella)	m2	11,52	109.230	1.258.330
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 0,80x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta Placa 0,90x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.296.216	2.592.432
5.3	Puerta de Vidrio Templado 3,50x2,10m de dos hojas (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	3,00	4.586.400	13.759.200
5.5	Ventana 2,50x1,30m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	4,00	2.028.000	8.112.000
5.6	Ventana 3,5x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	2,00	1.310.400	2.620.800
5.7	Ventana 2,5x0,60m de vidrio templado difuso(con pasador)	un.	2,00	936.000	1.872.000
5.8	Ventana 0,85x1,30m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	4,00	689.520	2.758.080
5.9	Ventana 1,8x0,60m de vidrio templado difuso(con pasador)	un.	3,00	673.920	2.021.760
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICAS</b>				
6.1	Baranda de Escalera (con pasamanos circular)	ml	6,74	362.544	2.443.547
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				

7.1	Red interna de captación cloacal (Planta Baja)	gl.	1,00	4.697.100	4.697.100
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (Planta Baja)	gl.	1,00	4.013.100	4.013.100
7.3	Registro de ladrillo común 40x40cm revocado por dentro para captación cloacal	un.	3,00	250.450	751.349
7.4	Cámara Séptica 1,00x1,50m	un.	1,00	1.836.000	1.836.000
7.5	Pozo absorbente (Profundidad: 3,00m)	un.	1,00	3.786.000	3.786.000
7.6	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	10,95	172.908	1.893.343
7.7	Registro de ladrillo común 30x30cm revocado por dentro p/ captación pluvial	un.	3,00	190.184	570.553
7.8	Registro colector de Desague Pluvial de 0,60x1,00m con ladrillo común interior revocado	un.	1,00	536.160	536.160
7.9	Cañería Subterránea	ml	35,00	66.216	2.317.560
7.10	Caño perforado de 150mm dentro de triturada para red de infiltración de aguas pluviales	ml	30,00	146.232	4.386.960
7.11	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	8.807.688	8.807.688
7.12	Extensión red de agua corriente hasta el tanque elevado y a red interna	ml	50,00	96.132	4.806.600
7.13	Bomba Hidroneumática de Impulsión al Tanque Elevado	un	1,00	3.810.000	3.810.000
7.14	Tanque Elevado de Fibra de 2000 lts.	un	2,00	2.052.000	4.104.000
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Extensión de Línea Trifásica desde el P.D hasta el T.P	ml	50,00	193.014	9.650.700
8.2	Instalación de Tablero Principal - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un	1,00	624.084	624.084
8.3	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	653.880	653.880
8.4	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.5	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	787.242	787.242
8.6	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	53,00	94.656	5.016.768
8.7	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	65,00	293.989	19.109.298
8.8	Reflector HPIT de adosar al piso (incluye reja protectora)	un	2,00	892.740	1.785.480
8.9	Ventiladores de Techo	un	8,00	494.346	3.954.768
8.10	Circuitos eléctricos extras (motobomba y otros)	un	1,00	1.641.000	1.641.000
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensión de Red Telefónica desde el punto de distribución	ml	50,00	60.918	3.045.900
9.2	Extensión de Red de Datos desde el punto de distribución	ml	50,00	120.930	6.046.500
9.3	Extensión de Red de Internet desde el punto de distribución	ml	50,00	120.930	6.046.500
9.4	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.5	Tomas de TV	un.	2,00	147.600	295.200
9.6	Tomas de Telefonía	un.	2,00	152.864	305.729
9.7	Tomas de Datos	un.	2,00	180.984	361.968
9.8	Cartel de Salida de Emergencia	un.	8,00	213.600	1.708.800
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	gl.	1,00	22.200.000	16.800.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	443,05	19.500	8.639.514
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	286,81	22.080	6.332.809
11.3	Pintura de Losa - Cielorraso al Latex previo salpicado	m2	146,95	19.500	2.865.472
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	50,05	19.500	975.975
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	50,05	22.080	1.105.104
11.6	Pintura de Moldura de ventanas y mochetas al Latex Acrílico	m2	18,24	22.080	402.739
11.7	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	9,24	30.294	279.917
11.8	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	2,70	30.294	81.673
<b>12</b>	<b>LIMPIEZA FINAL DE OBRA</b>				
12.1	Limpieza Final	gl.	1,00	1.440.000	1.440.000
				<b>TOTAL PLANTA BAJA:</b>	<b>633.669.931</b>

**Tabla 10.13 – Presupuesto de Planta Baja – Bloque de Cantina**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"			<b>BLOQUE DE CANTINA</b>		
			FECHA: 3 de junio del 2019		
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PRIMER NIVEL</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Replanteo y Marcación de Obra	m2	155,07	3.600	558.252
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAº - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilares	m3	3,49	2.275.482	7.941.432
2.2	Vigas	m3	11,45	2.353.500	26.947.575
2.3	Losa	m3	15,39	2.353.500	36.220.365
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mamostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	44,02	93.149	4.100.410
3.2	Mamostería de Elevación de 0,30m con ladrillo común	m2	151,90	164.644	25.009.363
3.3	Mamostería de Elevación de 0,30m visto a una cara con ladrillo común prensado	m2	68,20	197.220	13.450.404
3.4	Revoque Interior Filtrado	m2	528,24	30.298	16.004.404
3.5	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	220,10	37.560	8.266.956
3.6	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	139,91	48.480	6.782.793
3.7	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	114,50	48.480	5.550.960
3.8	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	91,20	48.000	4.377.600
3.9	Techo de Estructura Metalica - Área de Doble Altura	m2	88,00	216.000	19.008.000
3.10	Cielorraso de Durlock en Techo a Doble Altura	m2	88,00	199.980	17.598.240
<b>4</b>	<b>PISO</b>				
4.1	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	155,07	25.546	3.961.356
4.2	Piso de Porcelanato	m2	140,85	108.480	15.279.408
4.3	Zocalo de Porcelanato	ml	65,20	21.354	1.392.281
4.4	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	14,22	108.480	1.542.586
<b>5</b>	<b>ABERTURAS</b>				
5.1	Puerta Placa 0,80x2,10m (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	1.440.240	2.880.480
5.2	Puerta de Vidrio Templado 3,50x2,10m de dos hojas (Inlcuye marco, contramarco y herrajes)	un.	2,00	4.586.400	9.172.800
5.3	Ventana 2,50x1,30m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	4,00	2.028.000	8.112.000
5.4	Ventana 3,5x0,60m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	2,00	1.310.400	2.620.800
5.5	Ventana 0,85x1,30m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	4,00	689.520	2.758.080
5.6	Ventana 1,8x0,60m de vidrio templado difuso(con pasador)	un.	3,00	673.920	2.021.760
<b>6</b>	<b>CARPINTERIA METALICAS</b>				
6.1	Baranda de Apoyo (con pasamanos circular)	ml	11,48	362.544	4.162.005
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
7.1	Red interna de captación cloacal (por planta)	gl.	1,00	4.697.100	4.697.100
7.2	Red interna de distribución de agua corriente (por planta)	gl.	1,00	4.013.100	4.013.100
7.3	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	10,95	172.908	1.893.343
7.4	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	8.807.688	8.807.688
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	653.880	653.880
8.2	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	787.242	787.242

8.3	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	787.242	787.242
8.4	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	23,00	94.656	2.177.088
8.5	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	43,00	293.989	12.641.536
8.6	Ventilador de Techo	un	6,00	494.346	2.966.076
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensiones de red telefónica/datos/tv desde Planta Baja a Primer Nivel	gl.	1,00	1.380.000	1.380.000
9.2	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.3	Tomas de TV	un.	2,00	147.600	295.200
9.4	Tomas de Telefonía	un.	1,00	152.864	152.864
9.5	Tomas de Datos	un.	1,00	180.984	180.984
9.6	Cartel de Salida de Emergencia	un.	4,00	213.600	854.400
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	un.	1,00	10.104.000	10.104.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	376,34	19.500	7.338.630
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	220,10	22.080	4.859.808
11.3	Pintura de Losa - Cielorraso al Latex previo salpicado	m2	154,13	19.500	3.005.517
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	40,08	19.500	781.463
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	40,08	22.080	884.856
11.6	Pintura de Moldura de ventanas y mochetas al Latex Acrílico	m2	18,24	22.080	402.739
11.7	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	9,24	30.294	279.917
11.8	Pintura de carpintería metálicas con esmalte sintético previo antióxido	m2	4,59	30.294	139.110
				<b>TOTAL PRIMER NIVEL:</b>	<b>316.618.502</b>

**Tabla 10.14 – Presupuesto de Primer Nivel – Bloque de Cantina**

## Bloque de Anfiteatro

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: “Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú”			<b>BLOQUE ANFITEATRO</b>		
			FECHA: 3 de junio del 2019		
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PLANTA BAJA</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpieza y preparación del terreno	m2	474,39	6.000	2.846.316
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	569,26	73.098	41.612.001
1.3	Movimiento de Suelo de Gradadas - Relleno y Compactación	m3	25,33	73.098	1.851.572
1.4	Obrador	un.	1,00	5.952.000	5.952.000
1.5	Vallado de Obra	ml	101,84	83.400	8.493.289
1.6	Cartel de Obra	un.	1,00	1.440.000	1.440.000
1.7	Replanteo y Marcación de Obra	m2	474,39	3.600	1.707.790
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAª - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilotes de hormigón in situ (Ø:40cm)	ml	330,00	192.234	63.437.220
2.2	Cabezales	m3	19,82	2.275.482	45.100.053
2.3	Vigas de Atado	m3	13,77	2.275.482	31.333.387
2.4	Pilares	m3	5,00	2.275.482	11.377.410
2.5	Vigas	m3	9,20	2.353.500	21.652.200
2.6	Losa	m3	13,87	2.353.500	32.643.045
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Mampostería de Elevación de 0,15m con ladrillo común	m2	136,68	93.149	12.731.485
3.2	Mampostería de Elevación de 0,20m con ladrillo común	m2	267,71	156.768	41.968.048
3.3	Muro de contención de PBC - Gradadas de Auditorio	m3	3,40	2.353.500	8.001.900
3.4	Aislación Asfáltica Horizontal	ml	149,67	26.557	3.974.816
3.5	Revoque Interior Filtrado	m2	896,95	30.298	27.175.554
3.6	Revoque Exterior Filtrado con Hidrófugo Impermeabilizante	m2	311,80	37.560	11.711.133
3.7	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	126,09	48.480	6.112.887
3.8	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	105,14	48.480	5.097.326
3.9	Revoque de Moldura de ventanas y mocheta (e:10cm)	ml	19,20	48.000	921.600
<b>4</b>	<b>TECHO DE ESTRUCTURA METÁLICA</b>				
4.1	Estructura de Metal c/ Chapa Termoacústica	m2	285,00	336.000	95.760.000
4.2	Cielorraso de Durlock	m2	285,00	204.000	58.140.000
<b>5</b>	<b>PISO</b>				
5.1	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	392,97	42.660	16.764.207
5.2	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	392,97	25.546	10.038.718
5.3	Piso de Porcelanato	m2	360,53	108.480	39.110.566
5.4	Zocalo de Porcelanato	ml	161,32	21.354	3.444.827
5.5	Piso de Porcelanato en Sanitarios	m2	32,44	108.480	3.519.091
5.6	Revestido antideslizante En Gradadas - Piso Cerámico (huella y contrahuella)	m2	233,40	109.230	25.494.282
<b>6</b>	<b>ABERTURAS</b>				
6.1	Puerta Placa 1x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	1,00	1.440.240	1.440.240
6.2	Puerta Placa 0,90x2,10m (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	3,00	1.296.216	3.888.648
6.3	Puerta de Vidrio Templado 1,90x2,10m de dos hojas (Incluye marco, contramarco y herrajes)	un.	4,00	2.489.760	9.959.040

6.4	Ventana 1,8x0,6 m de vidrio templado color gris (con pasador)	un.	4,00	673.920	2.695.680
<b>7</b>	<b>INSTALACIONES SANITARIAS</b>				
7.1	Red interna de captación cloacal	gl.	1,00	5.636.520	5.636.520
7.2	Red interna de distribución de agua corriente	gl.	1,00	4.815.720	4.815.720
7.3	Registro de ladrillo común 40x40cm revocado por dentro para captación cloacal	un.	2,00	250.450	500.899
7.4	Cámara Séptica 1,00x1,50m	un.	1,00	1.836.000	1.836.000
7.5	Línea de Conducción a Pozo Absorbente	un.	1,00	676.382	676.382
7.6	Cañería de Bajada p/ Desague Pluvial	ml	20,00	172.908	3.458.160
7.7	Registro de ladrillo común 30x30cm revocado por dentro p/ captación pluvial	un.	3,00	190.184	570.553
7.8	Registro colector de Desague Pluvial de 0,60x1,00m con ladrillo común interior revocado	un.	1,00	536.160	536.160
7.9	Cañería Subterránea	ml	35,00	66.216	2.317.560
7.10	Caño perforado de 150mm dentro de triturada para red de infiltración de aguas pluviales	ml	30,00	146.232	4.386.960
7.11	Artefactos sanitarios (incluye juego de baño social deca ravena, mingitorios, accesorios de conexiones cromadas, mesada de mármol, accesorios complementarios como porta rollos, etc)	gl.	1,00	7.339.740	7.339.740
7.12	Extensión red de agua corriente hasta el tanque elevado y a red interna	ml	40,00	96.132	3.845.280
7.13	Bomba Hidroneumática de Impulsión al Tanque Elevado	un	1,00	3.810.000	3.810.000
7.14	Tanque Elevado de Fibra de 2000 lts.	un	2,00	2.052.000	4.104.000
<b>8</b>	<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>				
8.1	Extensión de Línea Trifásica desde el P.D hasta el T.P	ml	50,00	193.014	9.650.700
8.2	Instalación de Tablero Principal - con barra de fase y neutro (incluye llaves)	un	1,00	624.084	624.084
8.3	Instalación de Tablero Seccional - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	653.880	653.880
8.4	Instalación de Tablero de Luces - con barra de fase y neutro (incluye Llaves)	un	1,00	787.242	787.242
8.5	Instalación de Tablero de Señales Débiles	un	1,00	787.242	787.242
8.6	Tomas de corriente monofásico (incluye colocación de electroducto y cableado hasta 5m del TP)	un.	46,00	94.656	4.354.176
8.7	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	97,00	293.989	28.516.952
8.8	Reflector HPIT de adosar al piso (incluye reja protectora)	un	4,00	892.740	3.570.960
8.9	Ventiladores de Techo	un	12,00	494.346	5.932.152
8.10	Circuitos eléctricos extras (motobomba y otros)	un	1,00	1.641.000	1.641.000
<b>9</b>	<b>INSTALACIONES DE SEÑALES DÉBILES</b>				
9.1	Extensión de Red Telefónica desde el punto de distribución	ml	50,00	60.918	3.045.900
9.2	Extensión de Red de Datos desde el punto de distribución	ml	50,00	120.930	6.046.500
9.3	Extensión de Red de Internet desde el punto de distribución	ml	50,00	120.930	6.046.500
9.4	Red interna de Señales Débiles independiente del sistema eléctrico	un.	1,00	814.410	814.410
9.5	Tomas de TV	un.	1,00	147.600	147.600
9.6	Tomas de Telefonía	un.	2,00	152.864	305.729
9.7	Tomas de Datos	un.	2,00	180.984	361.968
9.8	Cartel de Salida de Emergencia	un.	6,00	213.600	1.281.600
<b>10</b>	<b>INSTALACIONES DE PREVENCIÓN CONTRA INCENDIO</b>				
10.1	Equipamiento contra Incendio (Detalles en plano)	gl.	1,00	14.820.000	14.820.000
<b>11</b>	<b>PINTURAS</b>				
11.1	Pintura al Latex p/ interior	m2	600,66	19.500	11.712.792
11.2	Pintura al Latex Acrílico p/ exterior	m2	311,80	22.080	6.884.500
11.3	Pintura de Losa - Cielorraso al Latex previo salpicado	m2	158,53	19.500	3.091.353
11.4	Pintura de Vigas al Latex p/ interior	m2	46,00	19.500	897.000
11.5	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	46,00	22.080	1.015.680
11.6	Pintura de Moldura de ventanas y moquetas al Latex Acrílico	m2	3,84	22.080	84.787
11.7	Pintura de carpinterías de madera con esmalte sintético semi brillo	m2	9,24	30.294	279.917

<b>12</b>	<b>LIMPIEZA FINAL DE OBRA</b>				
12.1	Limpeza final	gl.	1,00	1.440.000	1.440.000
				<b>TOTAL PLANTA BAJA:</b>	<b>816.024.890</b>

**Tabla 10.15 – Presupuesto de Planta Baja – Bloque de Anfiteatro**

**Obras exteriores;**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: "Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"			<b>OBRAS EXTERIORES</b>		
			FECHA: 3 de junio del 2019		
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS DE ENTORNO</b>					
<b>1</b>	<b>CAMINEROS</b>				
1.1	Limpeza y preparación del terreno	gl.	1,00	5.200.000	5.200.000
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	3520,90	60.915	214.475.624
1.3	Replanteo y Marcación de Obra	m2	3520,90	1.500	5.281.350
1.4	Perímetro de caminero de ladrillo común	m2	362,70	75.000	27.202.650
1.5	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	3520,90	31.000	109.147.900
1.6	Carpeta de asiento p/ piso exterior antideslizante	m2	3520,90	25.400	89.430.860
1.7	Piso Exterior Antideslizante (Baldosones de Hormigón)	m2	3520,90	78.400	276.038.560
<b>2</b>	<b>ESPACIOS DE ÁREA VERDE</b>				
2.1	Limpeza y preparación del terreno	m2	2609,60	1.500	3.914.400
2.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	2087,68	60.915	127.171.027
2.3	Jardinería (Empastado y Arborización)	m2	2609,60	4.500	11.743.200
2.4	Pergola de estructura metálica	m2	175,80	85.000	14.943.000
<b>3</b>	<b>ESTACIONAMIENTO A + FRONTAL</b>				
3.1	Limpeza y preparación del terreno	m2	4579,19	3.000	13.737.570
3.2	Muro de contención 0,45x0,80	m3	97,20	365.000	35.478.000
3.3	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	1373,76	60.915	83.682.408
3.4	Empedrado (Piedra Bruta Blanca, Arena Lavada, Ripio de Piedra)	m2	4579,19	65.000	297.647.350
3.5	Caseta de control	gl.	1,00	13.000.000	13.000.000
3.7	Escalinatas de acceso y rampa (Laterales)	un	3,00	3.850.000	11.550.000
<b>4</b>	<b>ESTACIONAMIENTO B</b>				
4.1	Limpeza y preparación del terreno	m2	4119,87	1.500	6.179.805
4.2	Muro de contención 0,45x0,80	m3	79,20	365.000	28.908.000
4.3	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	1235,96	60.915	75.288.564
4.4	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	4119,87	3.000	12.359.610
4.5	Empedrado (Piedra Bruta Blanca, Arena Lavada, Ripio de Piedra)	m2	4119,87	65.000	267.791.550
4.6	Caseta de control	gl.	1,00	13.000.000	13.000.000
4.7	Escalinatas de acceso y rampas (Laterales)	un	3,00	3.850.000	11.550.000
<b>5</b>	<b>ILUMINACIÓN PERIMETRAL Y DE ENTORNO</b>				
5.1	Cercado perimetral con Tejido de Alambre (con postes de hormigón)	ml	490,35	120.000	58.842.000
5.2	Artefactos de iluminación para camineros	un.	126,00	500.000	63.000.000
5.3	Artefactos de iluminación perimetral (400w)	un.	34,00	2.800.000	95.200.000
<b>6</b>	<b>FACHADA FRONTAL</b>				

6.1	Muro de Poliuretano Expandido (Soporte estructural, revocado, pintado, letras corporeas)	gl.	1,00	70.000.000	70.000.000
6.2	Escalinata y Rampas de Acceso Principal	gl	1,00	15.420.000	15.420.000
6.3	Rampas de Acceso Principa (con pasamano de apoyo, revestido de piso antideslizante)	gl	1,00	4.300.000	4.300.000
<b>7</b>	<b>TANQUE ELEVADO 35m3</b>				
7.1	Perforación de pozo artesiano 8'' (entubado con tubo pvc 174 STD mm)	mts	200,00	120.000	24.000.000
7.2	Provisión de equipo de bombeo (electrobomba de 3 hp con accesorios y automatización)	gl	1,00	12.000.000	12.000.000
7.3	Tanque Tipo Copa de 35 m3 (con instalaciones y fundación de HºAº)	gl	1,00	42.000.000	42.000.000
7.4	Pintura de Tanque	gl	1,00	1.500.000	1.500.000
<b>8</b>	<b>ALIMENTACIÓN ELECTRICIA</b>				
8.1	Tranformador de 1000 kVA (con accesorios, protectores, incluye extensión de 200 mts, con columna cada 60 mts)	gl	1,00	350.000.000	350.000.000
				<b>TOTAL OBRAS EXTERIORES:</b>	<b>2.490.983.428</b>

Tabla 10.16 – Presupuesto de Obras Exteriores – Entorno

**Pasarelas de conexión;**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: “Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú”			PASARELA ADM-AUL		
			FECHA: 3 de junio de 2019		
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PASARELA ENTRE BLOQUE ADMINISTRATIVO - BLOQUE DE AULAS A</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpieza y preparación del terreno	m2	47,00	6.000	282.000
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	56,40	73.098	4.122.727
1.3	Obrador	un.	1,00	1.560.000	1.560.000
1.4	Vallado de Obra	ml	40,00	83.400	3.336.000
1.5	Replanteo y Marcación de Obra	m2	47,00	3.600	169.200
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAº - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilotes de hormigón in situ (Ø:40cm)	ml	48,00	192.234	9.227.232
2.2	Cabezales	m3	1,70	2.275.482	3.868.319
2.3	Vigas de Atado	m3	2,53	2.275.482	5.756.969
2.4	Pilares	m3	1,28	2.275.482	2.912.617
2.5	Vigas	m3	3,90	2.353.500	9.178.650
2.6	Losa	m3	4,50	2.353.500	10.590.750
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	45,00	48.480	2.181.600
3.2	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	39,00	48.480	1.890.720
3.3	Revoque de Pilares - Previo de Pilares	m2	20,48	48.480	992.870
<b>4</b>	<b>TECHO C/ FIBRA DE POLICARBONATO</b>				
4.1	Estructura de Techo (Cubierta de Fibra de Policarbonato)	m2	47,00	216.000	10.152.000
4.2	Barandas en Pasarelas	m2	32,00	362.400	11.596.800
<b>5</b>	<b>PISO</b>				
5.1	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	63,00	37.200	2.343.600
5.2	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	126,00	30.480	3.840.480
5.3	Piso de Porcelanato	m2	126,00	108.480	13.668.480
5.4	Zocalo de Porcelanato	ml	22,00	21.354	469.788
<b>6</b>	<b>INSTALACIONES ELECTRICAS</b>				
6.1	Circuito Electrico Monofásico	un	8,00	90.000	720.000
6.2	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	8,00	96.000	768.000

7 PINTURAS					
7.1	Pintura de Losa	m2	45,00	19.500	877.500
7.2	Pintura de Pilares al Latex p/ interior	m2	20,48	19.500	399.360
7.3	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	39,00	22.080	861.120
7.4	Pintura de Carpinterías de Metal con Esmalte Sintético	ml	32,00	30.294	969.408
<b>TOTAL PASARELA ADM-AUL:</b>					<b>102.736.191</b>

**Tabla 10.17 – Presupuesto de Pasarela de Conexión ADM-AUL**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
Obra: “Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú”			PASARELA AUL-AUL-CAN		
FECHA: 3 de junio del 2019					
Ítem N°	Descripción	Unidad de Medida	Cantidad	Precio Unitario (IVA incluido)	Precio Total (IVA incluido)
<b>PASARELA ENTRE BLOQUE DE AULAS A - BLOQUE DE AULAS B</b>					
<b>1 TRABAJOS PRELIMINARES</b>					
1.1	Limpieza y preparación del terreno	m2	140,00	6.000	840.000
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	168,00	73.098	12.280.464
1.3	Obrador	un.	1,00	1.560.000	1.560.000
1.4	Vallado de Obra	ml	80,00	83.400	6.672.000
1.5	Replanteo y Marcación de Obra	m2	140,00	3.600	504.000
<b>2 ESTRUCTURA DE HºAª - Incluye Excavación</b>					
2.1	Pilotes de hormigón in situ (Ø:40cm)	ml	204,00	192.234	39.215.736
2.2	Cabezales	m3	6,80	2.275.482	15.473.278
2.3	Vigas de Atado	m3	11,90	2.275.482	27.078.236
2.4	Pilares	m3	3,40	2.275.482	7.736.639
2.5	Vigas	m3	11,20	2.353.500	26.359.200
2.6	Losa	m3	13,70	2.353.500	32.242.950
<b>3 ALBAÑILERIA</b>					
3.1	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	45,00	48.480	2.181.600
3.2	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	140,00	48.480	6.787.200
3.3	Revoque de Pilares - Previo de Pilares	m2	68,00	48.480	3.296.640
<b>4 TECHO C/ FIBRA DE POLICARBONATO</b>					
4.1	Estructura de Techo (Cubierta de Fibra de Policarbonato)	m2	140,00	216.000	30.240.000
4.2	Barandas en Pasarelas	m2	62,00	362.400	22.468.800
<b>5 PISO</b>					
5.1	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	140,00	37.200	5.208.000
5.2	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	280,00	30.480	8.534.400
5.3	Piso de Porcelanato	m2	280,00	108.480	30.374.400
5.4	Zocalo de Porcelanato	ml	9,80	21.354	209.269
<b>6 INSTALACIONES ELECTRICAS</b>					
6.1	Circuito Electrico Monofásico	un	8,00	90.000	720.000
6.2	Artefacto de iluminación Tipo Plafón Circular (adosado al techo)	un	30,00	96.000	2.880.000
<b>7 PINTURAS</b>					
7.1	Pintura de Losa	m2	45,00	19.500	877.500
7.2	Pintura de Pilares al Latex p/ interior	m2	68,00	19.500	1.326.000
7.3	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	140,00	22.080	3.091.200
7.4	Pintura de Carpinterías de Metal con esmalte sintético	ml	62,00	30.294	1.878.228
<b>TOTAL AUL-AUL-CAN:</b>					<b>290.035.739</b>

**Tabla 10.18 – Presupuesto de Pasarela de Conexión AUL-CAN-AUL**

<b>PLANILLA DE CÓMPUTO MÉTRICO Y PRESUPUESTO</b>					
<b>Obra:</b> “Proyecto Ejecutivo de Edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú”				<b>PASARELA AUL-LAB</b>	
				<b>FECHA:</b> 3 de junio del 2019	
<b>Ítem N°</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad de Medida</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio Unitario (IVA incluido)</b>	<b>Precio Total (IVA incluido)</b>
<b>PASARELA ENTRE BLOQUE DE AULAS B - BLOQUE DE LABORATORIO</b>					
<b>1</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Limpieza y preparación del terreno	m2	40,00	6.000	240.000
1.2	Movimiento de Suelo - Relleno y Compactación	m3	48,00	73.098	3.508.704
1.3	Obrador	un.	1,00	1.560.000	1.560.000
1.4	Vallado de Obra	ml	32,00	83.400	2.668.800
1.5	Replanteo y Marcación de Obra	m2	40,00	3.600	144.000
<b>2</b>	<b>ESTRUCTURA DE HºAª - Incluye Excavación</b>				
2.1	Pilotes de hormigón in situ (Ø:40cm)	ml	72,00	192.234	13.840.848
2.2	Cabezales	m3	2,50	2.275.482	5.688.705
2.3	Vigas de Atado	m3	3,60	2.275.482	8.191.735
2.4	Pilares	m3	1,40	2.275.482	3.185.675
2.5	Vigas	m3	3,20	2.353.500	7.531.200
2.6	Losa	m3	3,90	2.353.500	9.178.650
<b>3</b>	<b>ALBAÑILERIA</b>				
3.1	Revoque de Losa - Previo Salpicado	m2	45,00	48.480	2.181.600
3.2	Revoque de Vigas - Previo Salpicado	m2	58,67	48.480	2.844.160
3.3	Revoque de Pilares - Previo de Pilares	m2	28,00	48.480	1.357.440
<b>4</b>	<b>TECHO C/ FIBRA DE POLICARBONATO</b>				
4.1	Estructura de Techo con cubierta de Fífra de Policarbonato	m2	40,00	216.000	8.640.000
4.2	Barandas en pasarelas	m2	24,00	362.400	8.697.600
<b>5</b>	<b>PISO</b>				
5.1	Contrapiso de hormigón de cascotes (e:10cm)	m2	40,00	37.200	1.488.000
5.2	Carpeta de asiento p/ Piso de Porcelanato	m2	80,00	30.480	2.438.400
5.3	Piso de Porcelanato	m2	80,00	108.480	8.678.400
<b>6</b>	<b>INSTALACIONES ELECTRICAS</b>				
6.1	Circuito Electrico Monofásico	un	8,00	90.000	720.000
6.2	Artefacto de iluminación - Plafón circular adosar al techo	un	8,00	96.000	768.000
<b>7</b>	<b>PINTURAS</b>				
7.1	Pintura de Losa	m2	45,00	19.500	877.500
7.2	Pintura de Pilares al Latex p/ interior	m2	28,00	19.500	546.000
7.3	Pintura de Vigas al Latex Acrílico p/ exterior	m2	58,67	22.080	1.295.360
7.4	Pintura de carpinterías de metal con esmalte sintético	ml	24,00	30.294	727.056
<b>TOTAL PASARELA AUL-LAB:</b>				<b>96.997.833</b>	

**Tabla 10.19 – Presupuesto de Pasarela de Conexión AUL-LAB**

## CAPITULO 9

### CONCLUSIONES

Posterior al relevamiento de datos, el diagnóstico y el desarrollo de todas las etapas que contempla el desarrollo ejecutivo, se pudo observar que la capacidad de respuesta de las instalaciones donde actualmente funciona la FCYT se encuentra al límite, esto motivó al desarrollo de un proyecto ejecutivo destinado a ser la sede de la Facultad de Ciencias y Tecnologías, se concluye mencionando que;

- Ante la falta de estudios topográficos de precisión, se adoptó un nivel de piso terminado de +1,20, tomando como referencia construcciones edilicias existentes y en ejecución.
- La arquitectura fue diseñada de acuerdo al programa de necesidades y se trazó de manera a poder ser ejecutada por etapas.
- La estructuración del conjunto se realizó de tal manera a ser ejecutado mediante un sistema constructivo convencional, con la finalidad de no generar gastos extras al proyecto.
- Por las características del terreno descritas en el estudio de suelo anexo, no se permite otro tipo de fundación que no sea tipo profunda.
- Las instalaciones planteadas son las más utilizadas hoy en día.

Luego de la ejecución minuciosa del cómputo y presupuesto de obra se concluyó que el costo total del proyecto ejecutivo es de **Gs. 23.174.837.565** y puede ser ejecutado en 3 etapas con presupuestos de; **Gs. 9.376.004.405**, **Gs. 6.686.041.774**, **Gs. 6.939.640.125**, estos montos corresponden a la 1era, 2da y 3era etapa respectivamente.

## **CAPITULO 10**

### **RECOMENDACIONES**

- Impulsar este proyecto para minimizar la problemática de la demanda espacial de la Facultad de Ciencias y Tecnologías.
- Seguir la línea de realización de proyectos ejecutivos como proyectos finales de grado, que causen gran impacto en la comunidad Ovetense.
- Equipar el conjunto con nuevas tecnologías que permitan optimizar la energía.
- Profundizar el estudio sobre las instalaciones eléctricas con finalidad de optimizar las cargas e innovar utilizando otras fuentes de energía.
- Realizar un estudio hidrológico, de manera a poder definir otra alternativa de desaguas cloacales y pluviales.

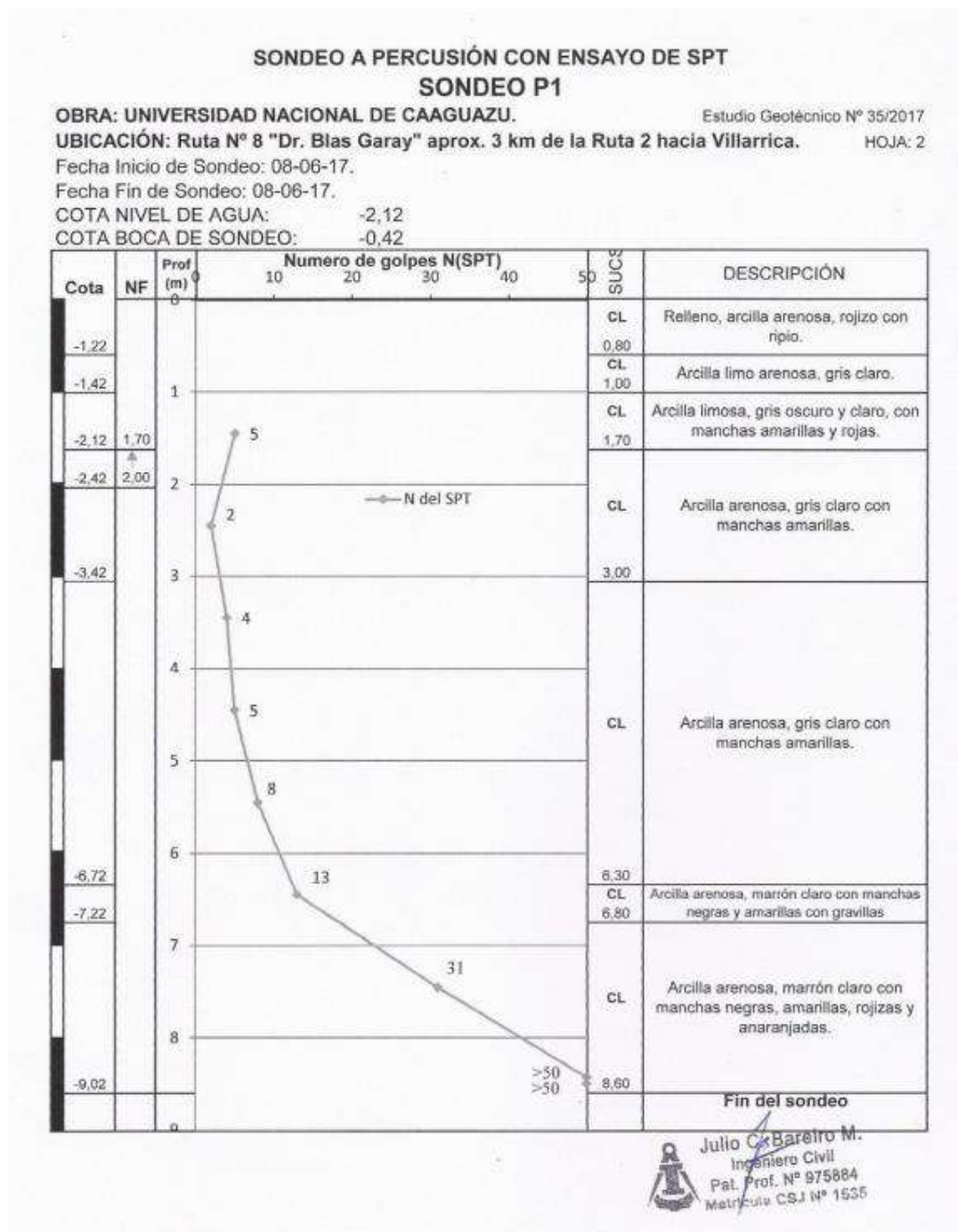
## BIBLIOGRAFIA

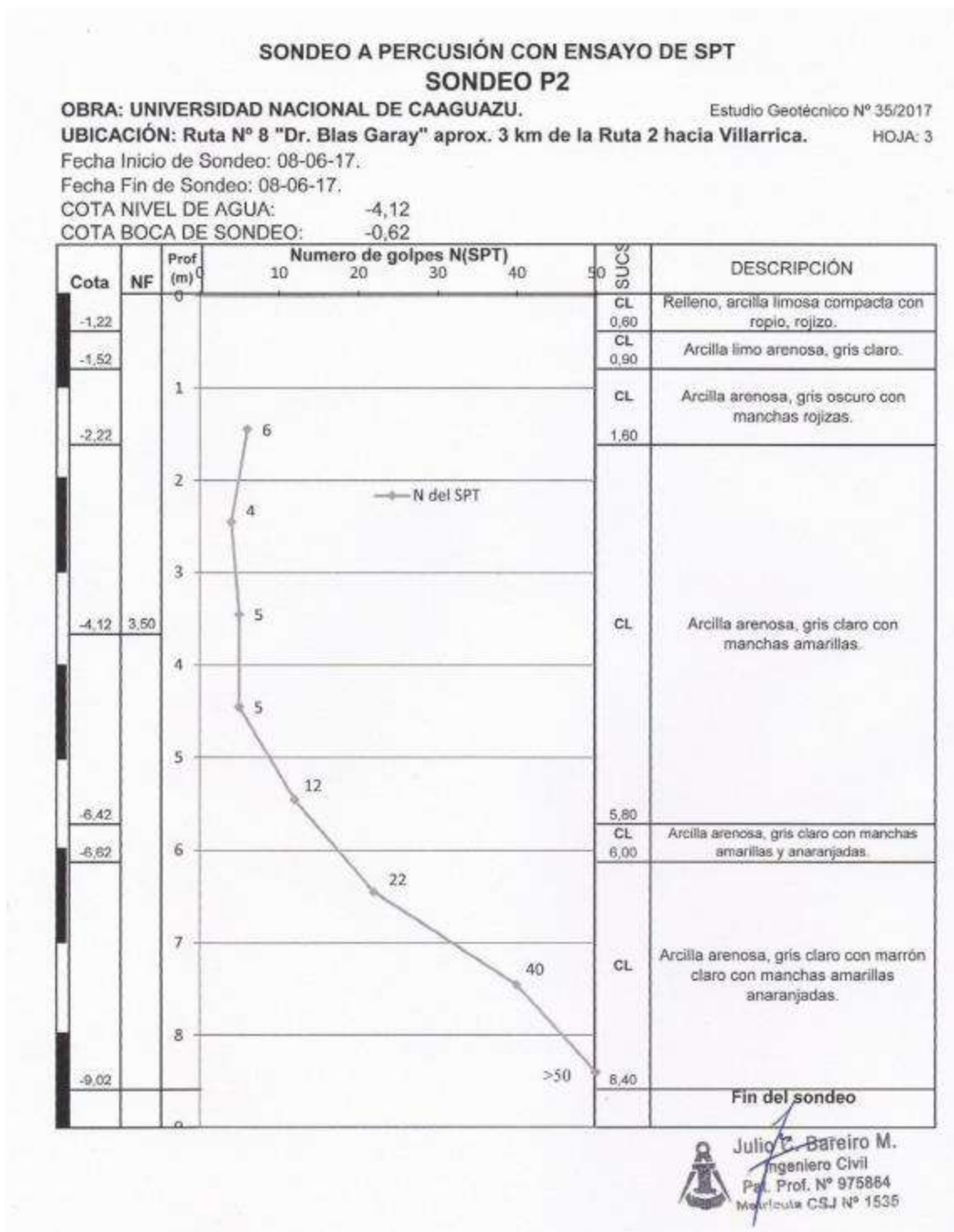
- Facultad de Ciencias y Tecnologías. [Online]. Disponible:  
<http://www.fctunca.edu.py/institucion/mision-y-vision>
  
- Mi futuro, Educación Superior. [Online]. Disponible:  
<http://mifuturo.gov.py/v1/index.php/educacion-superior/conceptos/>
  
- Dirección General de Estadísticas Encuestas y Censos DGEEC [Online]  
Disponible:  
<http://www.dgeec.gov.py/Publicaciones/Biblioteca/proyeccion%20nacional/Proyeccion%20Distrital.pdf>
  
- L. Casanova Matera. Topografía Plana. Primera Edición. Venezuela:  
Taller de Publicaciones de Ingeniería ULA, 2002.
  
- M. Braja Das. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Cuarta Edición.  
México: Cengage Learning, 2013.
  
- R. de la Puente. El Proyecto Arquitectónico. Primera Edición. México: AD  
International SA de CV, 2012.
  
- M. Camacho Cardona. Diccionario de Arquitectura y Urbanismo. Segunda  
Edición. México: Trillas Editorial, 2012.
  
- R.C Hibbeler. Análisis Estructural. Octava Edición. México: Pearson  
Educación, 2012.

- J. Calavera. Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. Segunda Edición. España: INTEMAC, 1999.
- J. Calavera. Cálculo de Estructuras de Cimentación. Cuarta Edición. España: INTEMAC SA, 2000.
- T. E. Harmsen. Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Tercera Edición. Perú: Fondo Editorial, 2002.
- A. García, F. Morán, J. Arroyo. Jiménez Montoya Hormigón Armado. Décimo Quinta Edición. España: Editorial Gustavo Gili, 2009.

## ANEXO

### ANEXO 1 - FICHA TÉCNICA DE ESTUDIO DE SUELO





**SONDEO A PERCUSIÓN CON ENSAYO DE SPT  
SONDEO P3**

**OBRA: UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAAGUAZU.**

Estudio Geotécnico N° 35/2017

**UBICACIÓN: Ruta N° 8 "Dr. Blas Garay" aprox. 3 km de la Ruta 2 hacia Villarrica.**

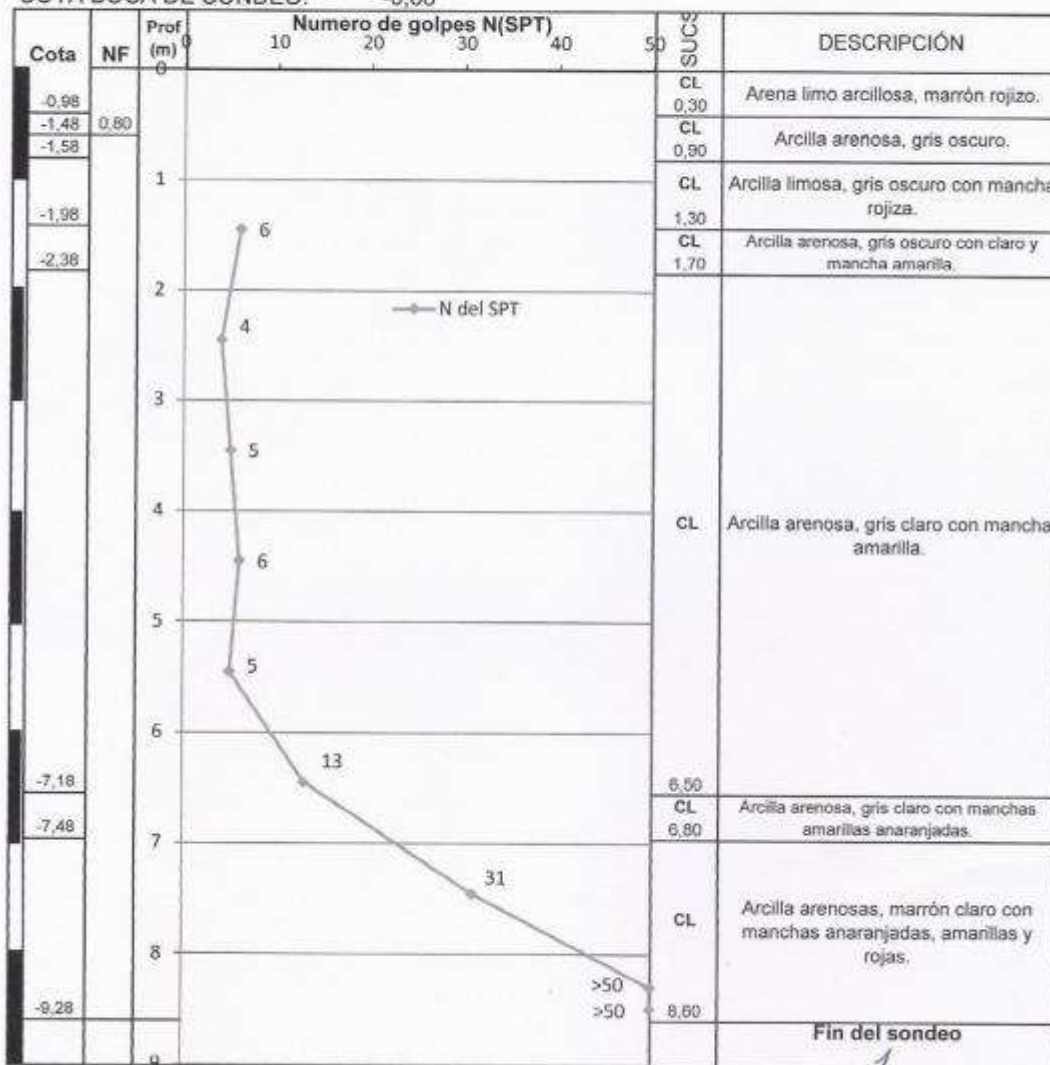
HOJA: 4


Fecha Inicio de Sondeo: 09-06-17.


Fecha Fin de Sondeo: 09-06-17.

COTA NIVEL DE AGUA: -1,48

COTA BOCA DE SONDEO: -0,68




**Julio E. Bareiro M.**  
 Ingeniero Civil  
 Pat. Prof. N° 975884  
 Matr. Colegiada CSJ N° 1535

SUELOS COHESIVOS      CL - CH		
NUMERO DE GOLPES - "N"	CONSISTENCIA	
<2 2 - 4 4 - 8 8 - 15 15 - 30 >30	Muy blando Blando Medianamente rigido Rigido Muy rigido Duro	
SUELOS GRANULARES      SP-SC-SM		
NUMERO DE GOLPES - "N"	DENSIDAD	
0 - 4 4 - 10 10 - 30 30 - 50 >50	Muy suelto Suelto Medianamente denso Denso Muy denso	
 Julio C. Bareiro M. Ingeniero Civil Pat. Prof. N° 975884 Pat. Prof. N° 1535		
UBRA: Universidad Nacional de Caaguazú.  UBICACIÓN: Cnel. Oviedo.	ESPECIFICACIONES  TIPO DE SUELOS	HOJA: 5  ESTUDIO 35 /2017

## ANEXO 2 – ANÁLISIS DE CARGA PARA VIGAS

### Universidad Nacional de Caaguazú

Facultad de Ciencias y Tecnologías

Ing. Civil

"Proyecto Ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"

Análisis de carga en vigas	
Peso de Mampostería (0.30)	
$\gamma_m := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	peso específico de ladrillo
$e_m := 0.30 \text{ m}$	espesor de mampostería
$h_m := 3 \text{ m}$	altura de mampostería - 50cm de viga aprox
$P_m := \gamma_m \cdot e_m \cdot h_m$	$P_m = 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Peso de Mampostería (0.15)	
$\gamma_m := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	peso específico de ladrillo
$e_m := 0.15 \text{ m}$	espesor de mampostería
$h_m := 3 \text{ m}$	altura de mampostería - 50 cm de viga aprox
$P_m := \gamma_m \cdot e_m \cdot h_m$	$P_m = 7.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Peso de mamparas de vidrio templado (8mm)	
$\gamma_v := 24.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	peso específico de vidrio
$e_v := 8 \text{ mm}$	espesor de vidrio
$h_v := 2.70 \text{ m}$	altura de mampara
$P_v := \gamma_v \cdot e_v \cdot h_v$	$P_v = 0.529 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

## ANEXO 3 – CÁLCULO DE PILOTES S/ DECOURT-QUARESMA

### Universidad Nacional de Caaguazú

Facultad de Ciencias y Tecnologías

Ing. Civil

"Proyecto Ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"

## Cálculo de pilotes Método Decourt-Quaresma

Informe Geotécnico: Ing. Julio Bareiro

### 1) Ensayo SPT

En la determinación del valor medio de N (nro de golpes) los valores menores a 3 deben ser considerados 3, y, los mayores a 50 deben ser considerados iguales a 50.

### 2) Datos del pilote

$$N_p := 50 \quad L := 11.5 \text{ m}$$

$$D := 40 \text{ cm}$$

### 3) Condiciones del pilote

Tipo de Suelo		Tipo de Perforación	
0	Arcilla	0	Clavada
1	Limo arcilloso	1	Excavada general (Tipo Strauss)
2	Limo arenoso	2	Excavada con bentonita
3	Arena	3	Hélice continua
		4	Raiz
		5	Inyectada bajo altas presiones

#### 3.1) Tipo de suelo en la punta del pilote

$$Suelo_p := 0$$

$$S_p = \text{"Arcilla"}$$

#### 3.2) Tipo de suelo en el fuste lateral

$$Suelo_l := 0$$

$$S_l = \text{"Arcilla"}$$

#### 3.3) Tipo de perforación

$$Perf := 1$$

$$T_p = \text{"Excavada general (Tipo Strauss)"}$$

## Universidad Nacional de Caaguazú

Facultad de Ciencias y Tecnologías  
Ing. Civil

"Proyecto Ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"

### 4) Resistencia de Punta

$$r_p := K \cdot N_p \quad \text{resistencia unitaria de punta}$$

$$R_p := \alpha \cdot r_p \cdot A_p \quad \text{resistencia de punta}$$

#### 4.1) Valores de $\alpha$ (Quaresma et al, 1996)

	Clavada	Excavada general (Tipo Strauss)	Excavada con bentonita	Hélice continua	Raíz	Inyectada bajo presión
0	1.0	0.85	0.85	0.3	0.85	1.0
1	1.0	0.60	0.60	0.3	0.60	1.0
2	1.0	0.60	0.60	0.3	0.60	1.0
3	1.0	0.50	0.50	0.3	0.50	1.0

Para este caso:  $\alpha = 0.85$

#### 4.2) Valores de K (Decourt & Quaresma, 1978)

K (kN/m<sup>2</sup>)

Arcilla	120
Limo arcilloso	200
Limo arenoso	250
Arena	400

Para este caso:

$$K = 120 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 4.3) Obtención de $N_p$ como promedio de los 3 valores SPT alrededor de la punta del pilote

$$N_p = 50$$

#### 4.4) Área de la punta del pilote

$$A_p := \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0.126 \text{ m}^2$$

#### 4.5) Resistencia unitaria de punta

$$r_p := K \cdot N_p$$

$$r_p = 6000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

## Universidad Nacional de Caaguazú

Facultad de Ciencias y Tecnologías  
Ing. Civil

"Proyecto Ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"

### 4.6) Resistencia de punta

$$R_p := \alpha \cdot r_p \cdot A_p$$

$$R_p = 640.885 \text{ kN}$$

### 5) Resistencia lateral

$$r_l := 10 \cdot \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right) \quad \text{resistencia unitaria lateral}$$

$$R_l := \beta \cdot r_l \cdot A_l \quad \text{resistencia lateral}$$

#### 5.1) Cálculo de $N_l$

Tomamos todos los valores de SPT menos los tres que rodean la punta.

$$N_l := \text{mean}(5, 3, 4, 5, 6, 13)$$

$$N_l = 6$$

#### 5.2) Fricción lateral unitaria

$$r_l := 10 \text{ kPa} \cdot \left( \frac{N_l}{3} + 1 \right)$$

$$r_l = 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 5.3) Área lateral

$$A_l := \pi \cdot D \cdot L = 14.451 \text{ m}^2$$

#### 5.4) Valores de $\beta$ (Quaresma et al, 1996)

	Clavada	Excavada general (Tipo Strauss)	Excavada con bentonita	Hélice continua	Raíz	Inyectada bajo presión
0	1.0	0.85	0.90	1.0	1.5	3.0
1	1.0	0.65	0.75	1.0	1.5	3.0
2	1.0	0.65	0.75	1.0	1.5	3.0
3	1.0	0.60	0.60	1.0	1.5	3.0

Para este caso:  $\beta = 0.85$

## Universidad Nacional de Caaguazú

Facultad de Ciencias y Tecnologías  
Ing. Civil

"Proyecto Ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"

### 5.5) Resistencia lateral

$$R_l := \beta \cdot r_1 \cdot A_l$$

$$R_l = 368.509 \text{ kN}$$

### 6) Resistencia total

$$P_{adm} := P_{punta} + P_{lat}$$

Donde:

$$P_{punta} := \frac{R_p}{\gamma_p} \quad P_{lat} := \frac{R_l}{\gamma_l}$$

Coefficiente de seguridad para la capacidad por punta  $\gamma_p := 4$

Coefficiente de seguridad para la capacidad en fricción lateral  $\gamma_l := 1.3$

#### 6.1) Resistencia admisible por punta

$$P_{punta} := \frac{R_p}{\gamma_p}$$

$$P_{punta} = 160.221 \text{ kN}$$

#### 6.2) Resistencia admisible por fricción lateral

$$P_{lat} := \frac{R_l}{\gamma_l}$$

$$P_{lat} = 283.468 \text{ kN}$$

#### 6.3) Resistencia admisible total

$$P_{adm} := P_{punta} + P_{lat}$$

$$P_{adm} = 443.69 \text{ kN}$$

## Universidad Nacional de Caaguazú

Facultad de Ciencias y Tecnologías

Ing. Civil

"Proyecto Ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional de Caaguazú"

### 6.4) Condición de Norma NBR6122, sección 8.2.1.2:

"En el caso específico de pilotes excavados, la carga admisible debe ser como máximo 1,25 veces la resistencia lateral calculada a ruptura, o sea, como máximo 20% de la carga admisible puede ser soportada por el pilote"

$$P_{adm} \leq 1.25 \cdot P_{lat}$$

Para cumplir con la condición anterior, la carga admisible en el pilote debe ser:

$$P_a := 1.25 \cdot P_{lat}$$

$$P_a = 354.335 \text{ kN}$$

## 7) Armado de pilotes

### 7.1) Armadura longitudinal

Área de la sección bruta (95% de la sección transversal)

$$A_c := 0.95 \cdot A_p$$

$$A_c = 1193.805 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima (Norma UNE EN-1536) = 0.5%

$$A_{s_{min}} := \frac{0.5}{100} \cdot A_c$$

$$A_{s_{min}} = 5.969 \text{ cm}^2$$

Adoptamos: 6 varillas de diámetro  $\theta 12$

### 7.2) Armadura transversal

Criterios de la norma EH-08

Diámetro mínimo = 1/4 diámetro de varilla longitudinal

Separación máxima = 15 veces el diámetro de la varilla longitudinal

Adoptamos: 55  $\theta 6$  c/18cm

## ANEXO 4 – MEMORIA DE CÁLCULO – VERIFICACIÓN DE CABEZALES DE H°A° P/ AGRUPACIÓN DE 5 PILOTES

### ÍNDICE

#### 1 INTERACCIÓN ENTRE LOS PILOTES

#### 2 DIÁMETRO MÍNIMO DE BARRA

#### 3 SEPARACIÓN ENTRE BARRAS

#### 4 RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

#### 5 ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

#### 6 TIRANTES

#### 7 BIELAS

#### 8 NUDOS

#### 9 CAPACIDAD DEL PILOTE

##### 1.- INTERACCIÓN ENTRE LOS PILOTES

Cuando los pilotes se coloquen en varias filas, se debería evaluar la acción sobre cada pilote teniendo en cuenta la interacción entre los pilotes (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 5.1.2 (4)).

Se puede ignorar esta interacción cuando la distancia libre entre pilotes es mayor que dos veces el diámetro del pilote (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 5.1.2 (5)).

$$800.0 \text{ mm} \geq 800.0 \text{ mm} \checkmark$$

donde:

Distancia libre entre pilotes

: 800.0 mm

Diámetro del pilote

: 400.0 mm

## 2.- DIÁMETRO MÍNIMO DE BARRA

La armadura de tracción principal para resistir los efectos de las acciones se debería concentrar en las zonas de tensión entre las cabezas de los pilotes. Se debería disponer un diámetro mínimo de barra  $\varnothing_{\min}$  (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 9.8.1(3)).

NOTA El valor de  $\varnothing_{\min}$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 8mm.

**12.0 mm  $\geq$  8.0 mm** ✓

Referencia	Diámetro de la barra (mm)	Cumple
<b>Viga paralela X - Armado inferior</b>	<b>12.0</b>	✓
Viga paralela Y - Armado inferior	12.0	✓
Viga diagonal - Armado inferior	12.0	✓

## 3.- SEPARACIÓN ENTRE BARRAS

La distancia libre (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que el máximo entre:  $k_1 \cdot (\text{diámetro de la barra})$ ,  $(d_g + k_2 \text{ mm})$ , o 20 mm, donde  $d_g$  es el tamaño máximo del árido (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 8.2(2)).

NOTA El valor de  $k_1$  y  $k_2$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son 1 mm y 5 mm, respectivamente.

Tamaño máximo del árido: 15.0 mm

Referencia	Diámetro de la barra (mm)	Distancia libre (mm)		
Viga paralela X - Armado inferior	12.0	64.7	64.7 mm $\geq$ 20.0 mm	✓
Viga paralela Y - Armado inferior	12.0	64.7	64.7 mm $\geq$ 20.0 mm	✓
Viga diagonal - Armado inferior	12.0	64.7	64.7 mm $\geq$ 20.0 mm	✓
<b>Parrilla inferior - Barras paralelas X</b>	<b>12.0</b>	<b>58.0</b>	<b>58.0 mm <math>\geq</math> 20.0 mm</b>	<b>✓</b>
Parrilla inferior - Barras paralelas Y	12.0	58.0	58.0 mm $\geq$ 20.0 mm	✓

#### 4.- RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN

En el caso de hormigón encofrado con superficies irregulares, generalmente se debería aumentar el recubrimiento nominal en el proyecto para incluir mayores desviaciones. El aumento debería cumplir con la diferencia producida por las irregularidades, pero el recubrimiento nominal debería ser al menos  $k_1$  mm para hormigón encofrado contra un terreno preparado (incluido el cegado) y  $k_2$  mm para hormigón encofrado directamente contra el suelo (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 4.4.1.3(4)).

NOTA Los valores de  $k_1$  y  $k_2$  para su uso en cada Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. Los valores recomendados son de 40 mm y 75 mm.

Cara		Cumple
Inferior	40.0 mm $\geq$ 40.0 mm	✓
Superior	40.0 mm $\geq$ 40.0 mm	✓
<b>Lateral</b>	<b>75.0 mm <math>\geq</math> 75.0 mm</b>	✓

#### 5.- ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa"					
	<b>Elemento: 3 - 5</b>				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Nudo inicial</th> <th>Nudo final</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3</td> <td>5</td> </tr> </tbody> </table>	Nudo inicial	Nudo final	3	5
	Nudo inicial	Nudo final			
	3	5			
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Reacciones (kN)</th> <th>Solicitaciones (kN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>R1 = 325.68 R2 = 327.05 R3 = 345.55 R4 = 344.18 R5 = 335.62</td> <td>P1 = 1678.09</td> </tr> </tbody> </table>	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)	R1 = 325.68 R2 = 327.05 R3 = 345.55 R4 = 344.18 R5 = 335.62	P1 = 1678.09
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)				
R1 = 325.68 R2 = 327.05 R3 = 345.55 R4 = 344.18 R5 = 335.62	P1 = 1678.09				

El anclaje de la armadura en los nudos sometidos a compresión y tracción empieza al principio del nudo, por ejemplo, en el caso de un anclaje de un apoyo empieza en su cara interna (véase la figura 6.27). La longitud del anclaje se debería extender sobre la longitud total del nudo. En ciertos casos, la armadura puede estar anclada también después del nudo. Para anclaje y doblado de armadura, véase desde el apartado 8.4 hasta el apartado 8.6 (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 6.5.4(7)).

$$494.33 \text{ mm} \geq 154.65 \text{ mm} \quad \checkmark$$

donde:

$l_b$ : Longitud de anclaje disponible

$l_b$  : 494.33 mm

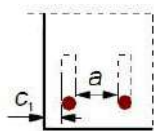
Como una alternativa simplificada al punto (1) del apartado 8.4.4, se puede disponer una longitud de anclaje equivalente,  $l_{b,eq}$ , en lugar de los anclajes en tracción de ciertas formas que se indican en la figura 8.1. Se define  $l_{b,eq}$  en esta figura y se puede tomar como (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 8.4.4(2)):

-  $\alpha_1 l_{b,rqd}$  para formas indicadas en la figura 8.1b a 8.1d (véase la tabla 8.2 para los valores de  $\alpha_1$ ).

$$l_{b,eq} : \underline{154.65 \text{ mm}}$$

$\alpha_1$  evalúa el efecto de la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado (véase la figura 8.1).

Tipo de anclaje	: <u>Patilla</u>
$\alpha_1$	: <u>1.0</u>
	$c_d$ : <u>32.4 mm</u>



$$a : 64.7 \text{ mm}$$

$$c_1 : 75.0 \text{ mm}$$

$l_{b,rqd}$  se calcula a partir de la ecuación (8.3).

$$l_{b,rqd} : \underline{154.65 \text{ mm}}$$

Donde  $\sigma_{sd}$  es la tensión de cálculo de la barra en la posición a partir de la cual se mide el anclaje.

$$\emptyset : \underline{12.0 \text{ mm}}$$

$$\sigma_{sd} : \underline{174.24 \text{ MPa}}$$

El valor de cálculo de la tensión última de adherencia  $f_{bd}$  para barras corrugadas se puede tomar como (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 8.4.2(2)):

$$f_{bd} : \underline{3.38 \text{ MPa}}$$

donde:

**f<sub>ctd</sub>**: es el valor de cálculo de la resistencia del hormigón a tracción conforme al punto (2)P del apartado 3.1.6.

**f<sub>ctd</sub>** : 0.89 MPa

**γ<sub>c</sub>**: es el coeficiente parcial de seguridad para hormigón, véase el apartado 2.4.2.4.

**γ<sub>c</sub>** : 1.5

**α<sub>ct</sub>**: Es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables, consecuencia de la forma en que se aplica la carga.

**α<sub>ct</sub>** : 1.00

NOTA El valor de α<sub>ct</sub> para su uso en cada Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

**f<sub>ctk,0,05</sub>** : 1.33 MPa

**f<sub>ctm</sub>**: Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción.

**f<sub>ctm</sub>** : 1.90 MPa

**f<sub>cm</sub>**: Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica.

**f<sub>cm</sub>** : 24.00 MPa

**f<sub>ck</sub>**: Resistencia característica a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica a 28 días.

**f<sub>ck</sub>** : 16.00 MPa

**η<sub>1</sub>**: es un coeficiente relacionado con la calidad de la condición de adherencia y la posición de la barra durante el vertido del hormigón (véase la figura 8.2).

**η<sub>1</sub>** : 1.0

η<sub>1</sub> = 1,0 cuando se obtienen "buenas" condiciones.

η<sub>1</sub> = 0,7 para todos los demás casos, y para barras en elementos estructurales construidos con encofrados deslizantes, a menos que pueda demostrarse que existen "buenas" condiciones de adherencia.

**η<sub>2</sub>**: está relacionado con el diámetro de la barra.

**η<sub>2</sub>** : 1.0

η<sub>2</sub> = 1,0 para Ø ≤ 32 mm

η<sub>2</sub> = (132 - Ø)/100 para Ø > 32 mm

**l<sub>b,min</sub>**: es la longitud mínima de anclaje si no se aplica ninguna otra limitación.

**l<sub>b,min</sub>** : 120.00 mm

- para anclajes en tracción

0,3 · l<sub>b,rqd</sub>

: 46.40 mm

10 · Ø

: 120.00 mm

Tirante	Ø (mm)	σ <sub>sd</sub> (MPa)	l <sub>b,rqd</sub> (mm)	l <sub>b,min</sub> (mm)	l <sub>b</sub> (mm)	l <sub>b,eq</sub> (mm)	Cumple
1 - 2	12.0	165.42	146.82	120.00	575.00	146.82	✓
1 - 5	12.0	169.33	150.29	120.00	494.33	150.29	✓

Tirante	Ø (mm)	σ <sub>sd</sub> (MPa)	l <sub>b,rqd</sub> (mm)	l <sub>b,min</sub> (mm)	l <sub>b</sub> (mm)	l <sub>b,eq</sub> (mm)	Cumple
2 - 3	12.0	172.19	152.83	120.00	575.00	152.83	✓
2 - 5	12.0	169.70	150.62	120.00	494.33	150.62	✓
3 - 4	12.0	178.36	158.31	120.00	575.00	158.31	✓
<b>3 - 5</b>	<b>12.0</b>	<b>174.24</b>	<b>154.65</b>	<b>120.00</b>	<b>494.33</b>	<b>154.65</b>	✓
4 - 1	12.0	171.23	151.98	120.00	575.00	151.98	✓
4 - 5	12.0	173.94	154.38	120.00	494.33	154.38	✓

## 6.- TIRANTES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa"		
	<b>Elemento: 3 - 4</b>	
	Nudo inicial	Nudo final
	3	4
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 325.68 R2 = 327.05 R3 = 345.55 R4 = 344.18 R5 = 335.62	P1 = 1678.09

Se debería limitar la resistencia última de cálculo de los tirantes transversales y de la armadura conforme a los apartados 3.2 y 3.3 (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 6.5.3(1)).

La armadura de tracción principal para resistir los efectos de las acciones se debería concentrar en las zonas de tensión entre las cabezas de los pilotes (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 9.8.1(3)).

$$275.38 \text{ kN} \geq 141.21 \text{ kN} \quad \checkmark$$

donde:

**A<sub>s</sub>**: Área de la sección transversal de la armadura pasiva.

$$A_s : \underline{791.7} \text{ mm}^2$$

**f<sub>yd</sub>**: Límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**F<sub>td</sub>**: Valor de cálculo de la fuerza de tracción.

$$F_{td} : \underline{141.21} \text{ kN}$$

Tirante	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{yd}$ (MPa)	$F_{td}$ (kN)	$\eta$	Cumple
1 - 2	791.7	347.83	130.96	0.476	✓
1 - 5	791.7	347.83	134.05	0.487	✓
2 - 3	791.7	347.83	136.32	0.495	✓
2 - 5	791.7	347.83	134.35	0.488	✓
<b>3 - 4</b>	<b>791.7</b>	<b>347.83</b>	<b>141.21</b>	<b>0.513</b>	✓
3 - 5	791.7	347.83	137.94	0.501	✓
4 - 1	791.7	347.83	135.57	0.492	✓
4 - 5	791.7	347.83	137.71	0.500	✓

## 7.- BIELAS

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa"	
	<b>Elemento: 6 - 3</b>
	Nudo inicial: 6 Nudo final: 3
	Reacciones (kN): R1 = 325.68, R2 = 327.05, R3 = 345.55, R4 = 344.18, R5 = 335.62
	Solicitaciones (kN): P1 = 1678.09
	(Español)

Se debería reducir la resistencia de cálculo para las bielas de hormigón en las zonas fisuradas por compresión y, a menos que se use una metodología más rigurosa, se puede calcular a partir de la ecuación (6.56) (véase la figura 6.24) (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 6.5.2(2)).

$$5.35 \text{ MPa} \leq 6.02 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

donde:

$\sigma_c$ : Tensión de compresión en el hormigón.

$$\sigma_c : \underline{5.35} \text{ MPa}$$

$F_{cd}$ : Valor de cálculo de la fuerza de compresión del hormigón.

$$F_{cd} : \underline{480.73} \text{ kN}$$

$A_c$ : Área de la sección transversal del hormigón.

$$A_c : \underline{89870.6} \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{Rd,max} : \underline{6.02} \text{ MPa}$$

NOTA El valor de  $v'$  para su uso en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional.  
El valor recomendado viene dado por la ecuación (6.57N):

$$v' : \underline{0.94}$$

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón  
ensayado en probeta cilíndrica a 28 días.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

El valor del cálculo de la resistencia a compresión se define como (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 3.1.6(1)P):

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : es el coeficiente parcial de seguridad para hormigón,  
véase el apartado 2.4.2.4.

$$\gamma_c : \underline{1.50}$$

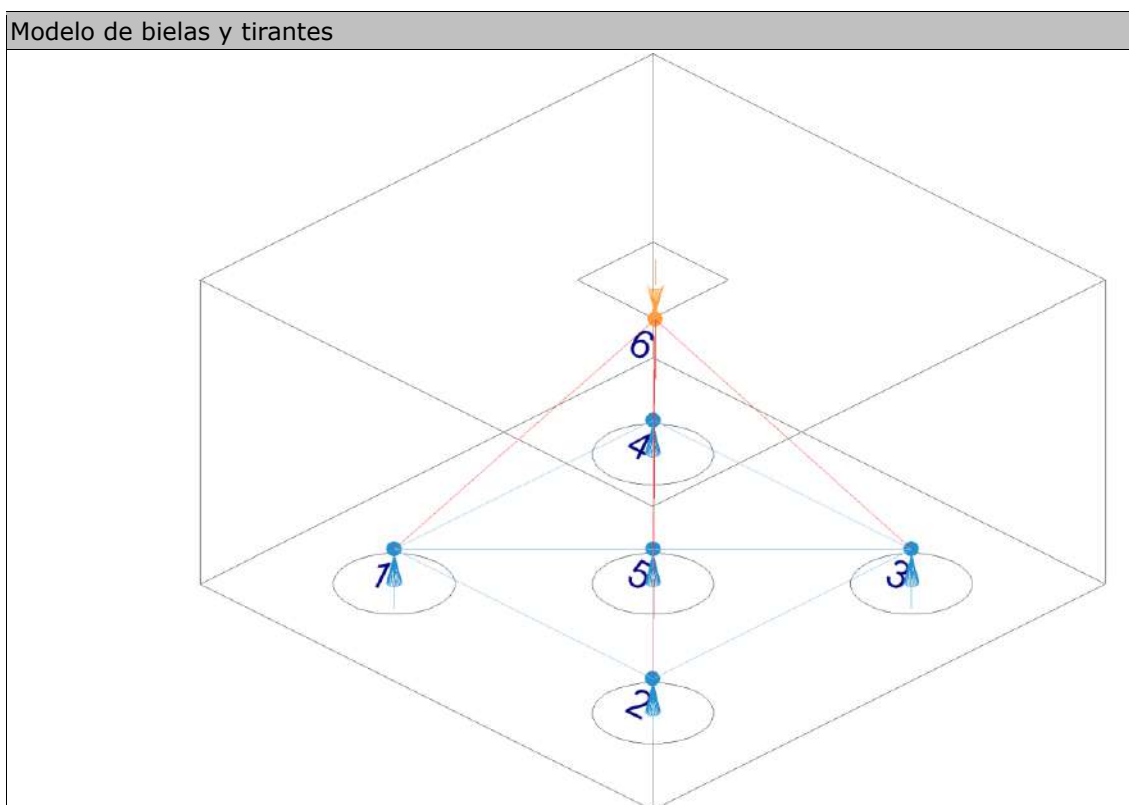
$\alpha_{cc}$ : Es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo  
plazo en la resistencia a compresión y los efectos  
desfavorables que resultan de la manera en que se aplica la  
carga.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

NOTA El valor de  $\alpha_{cc}$  para su uso en un Estado debería estar comprendido  
entre 0,8 y 1,0 y se puede encontrar en su anexo nacional. El valor  
recomendado es 1.

Biela	$F_{cd}$ (kN)	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\eta$	Cumple
6 - 1	458.37	88835.6	5.16	0.857	✓
6 - 2	459.93	88905.7	5.17	0.859	✓
<b>6 - 3</b>	<b>480.73</b>	<b>89870.6</b>	<b>5.35</b>	<b>0.889</b>	✓
6 - 4	479.21	89798.3	5.34	0.887	✓
6 - 5	335.66	125012.1	2.69	0.447	✓

## 8.- NUDOS



El dimensionamiento y la disposición de nudos concentrados son críticos para determinar su capacidad resistente (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 6.5.4(3)).

$$5.35 \text{ MPa} \leq 7.52 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

donde:

$\sigma_c$ : Tensión de compresión en el hormigón.

$$\sigma_c : \underline{5.35} \text{ MPa}$$

$F_{cd}$ : Valor de cálculo de la fuerza de compresión del hormigón.

$$F_{cd} : \underline{480.73} \text{ kN}$$

$A_c$ : Área de la sección transversal del hormigón.

$$A_c : \underline{89870.6} \text{ mm}^2$$

Los valores de cálculo para las tensiones de compresión dentro de los nudos se pueden obtener (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 6.5.4(4)):

c) en nudos sometidos a compresión y tracción, con tirantes anclados dispuestos en más de una dirección (véase la figura 6.28):

$$\sigma_{Rd,max} : \underline{7.52} \text{ MPa}$$

NOTA El valor de  $k_3$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,75.

NOTA El valor de  $v'$  para su uso en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado viene dado por la ecuación (6.57N):

$$v' : \underline{0.94}$$

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica a 28 días.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

El valor del cálculo de la resistencia a compresión se define como (EN 1992-1-1:2004/AC:2008, 3.1.6(1)P):

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : es el coeficiente parcial de seguridad para hormigón, véase el apartado 2.4.2.4.

$$\gamma_c : \underline{1.50}$$

$\alpha_{cc}$ : Es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión y los efectos desfavorables que resultan de la manera en que se aplica la carga.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

NOTA El valor de  $\alpha_{cc}$  para su uso en un Estado debería estar comprendido entre 0,8 y 1,0 y se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1.

a) en nudos sometidos a compresión, donde no haya tirantes anclados al nudo (véase la figura 6.26):

Referencia	$k_1$	$F_{cd}$ (kN)	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{Rd,max}$ (MPa)	Combinación de acciones	$\eta$	Cumple
6 - 1	1.00	458.37	88835.6	5.16	10.03	1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa	0.514	✓
6 - 2	1.00	459.93	88905.7	5.17	10.03	1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa	0.515	✓
<b>6 - 3</b>	<b>1.00</b>	<b>480.73</b>	<b>89870.6</b>	<b>5.35</b>	<b>10.03</b>	<b>1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa</b>	<b>0.533</b>	✓
6 - 4	1.00	479.21	89798.3	5.34	10.03	1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa	0.532	✓
6 - 5	1.00	335.66	125012.1	2.69	10.03	1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa	0.268	✓

c) en nudos sometidos a compresión y tracción, con tirantes anclados dispuestos en más de una dirección (véase la figura 6.28):

Referencia	$k_3$	$F_{cd}$ (kN)	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{Rd,max}$ (MPa)	Combinación de acciones	$\eta$	Cumple
1	0.75	458.37	88835.6	5.16	7.52	1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa	0.686	✓
2	0.75	459.93	88905.7	5.17	7.52	1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa	0.687	✓
<b>3</b>	<b>0.75</b>	<b>480.73</b>	<b>89870.6</b>	<b>5.35</b>	<b>7.52</b>	<b>1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa</b>	<b>0.711</b>	✓
4	0.75	479.21	89798.3	5.34	7.52	1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa	0.710	✓
5	0.75	335.66	125012.1	2.69	7.52	1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa	0.358	✓

## 9.- CAPACIDAD DEL PILOTE

Se debe satisfacer:

Situación	Combinación de acciones	$N_{Ed,s}$ (kN)	$N_{Rd,s}$ (kN)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM+1.3·Qa	315.58	350.00	✓

## ANEXO 5 – MEMORIA DE CÁLCULO – VERIFICACIÓN DE PILARES – REF: P30 BLOQUE ADMINISTRATIVO.

### ÍNDICE

1.- TECHO PT3 + AZOTEA (11.2 - 14.8 M)

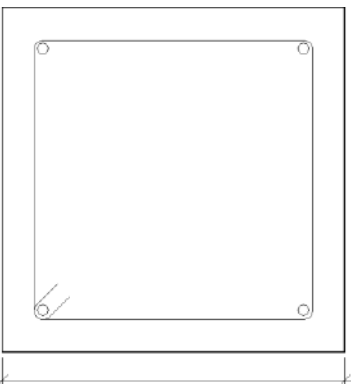
2.- TECHO PT2 (7.6 - 11.2 M)

3.- TECHO PT1 (4 - 7.6 M)

4.- NIVEL DE PISO (0 - 4 M)

5.- FUNDACIÓN

1.- TECHO PT3 + AZOTEA (11.2 - 14.8 M)

Datos del pilar	
 <p>35</p>	Geometría
	Dimensiones : 35x35 cm
	Tramo : 11.200/14.800 m
	Altura libre : 2.90 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : C16/20	Plano ZX : 2.90 m
Acero : S-400	Plano ZY : 2.90 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø12	Estribos : 1eØ6
Cuantía : 0.37 %	Separación : 15 cm

#### **Disposiciones relativas a las armaduras** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$350 \text{ mm} \leq 1400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**h**: Dimensión mayor de la sección del soporte.

**h** : 350.00 mm

198

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

**b**: Dimensión menor de la sección del soporte.

**b** : 350.00 mm

### Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

**254 mm**  $\geq$  **20 mm** ✓

Donde:

**$s_{min}$** : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

**$s_{min}$**  : 20 mm

**$s_1$**  : 12 mm

**$s_2$**  : 20 mm

**$s_3$**  : 20 mm

Siendo:

**$\emptyset_{max}$** : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

**$\emptyset_{max}$**  : 12 mm

**$d_g$** : Tamaño máximo del agregado.

**$d_g$**  : 15 mm

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 8 mm (Artículo 9.5.2(1)):

**12 mm**  $\geq$  **8 mm** ✓

Donde:

**$\emptyset_{min}$** : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

**$\emptyset_{min}$**  : 12 mm

### Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

**144 mm**  $\geq$  **20 mm** ✓

Donde:

**$s_{min}$** : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

**$s_{min}$**  : 20 mm

**$s_1$**  : 6 mm

**$s_2$**  : 20 mm

**$s_3$**  : 20 mm

Siendo:

$\emptyset_{\max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\emptyset_{\max} : \frac{6}{\quad} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \frac{15}{\quad} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar  $s_{cl,tmax}$  (Artículo 9.5.3(3)):

$$150 \text{ mm} \leq 240 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,tmax}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{cl,tmax} : \frac{240}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_1 : \frac{240}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_2 : \frac{350}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_3 : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

Siendo:

$\emptyset_{\min}$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\emptyset_{\min} : \frac{12}{\quad} \text{ mm}$$

$B_{\min}$ : Dimensión mínima de la sección.

$$B_{\min} : \frac{350}{\quad} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\emptyset_{\max}$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\emptyset_{\max} : \frac{12}{\quad} \text{ mm}$$

### **Armadura mínima y máxima** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal  $A_s$  no debería ser menor que  $A_{s,min}$  (Artículo 9.5.2(2)):

$$4.52 \text{ cm}^2 \geq 2.45 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \frac{4.52}{\quad} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \frac{2.45}{\quad} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \frac{1225.00}{\quad} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal  $A_s$  no debería superar  $A_{s,max}$  (Artículo 9.5.2(3)):

$$4.52 \text{ cm}^2 \leq 49.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{A_s}: \text{Área de la armadura longitudinal.} \quad \mathbf{A_s} : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,max}} : \underline{49.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$$\mathbf{A_c}: \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad \mathbf{A_c} : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

El área total de la armadura longitudinal  $A'_s$  no debería ser menor que  $A_{s,min}$  (Artículo 9.5.2(2)):

$$4.52 \text{ cm}^2 \geq 1.32 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{A'_s}: \text{Área total de armadura comprimida.} \quad \mathbf{A'_s} : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s,min}} : \underline{1.32} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$$\mathbf{N_{Ed}}: \text{Esfuerzo axial de compresión de cálculo.} \quad \mathbf{N_{Ed}} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

$$\mathbf{f_{yd}}: \text{Límite elástico de la armadura.} \quad \mathbf{f_{yd}} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.057} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{V_{Ed}}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad \mathbf{V_{Ed,x}} : \underline{2.25} \text{ kN}$$

$$\mathbf{V_{Ed,y}} : \underline{22.40} \text{ kN}$$

$$\mathbf{V_{Rd,max}}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por} \quad \mathbf{V_{Rd,max,Vx}} : \underline{387.26} \text{ kN}$$

$$\text{compresión oblicua en el alma.} \quad \mathbf{V_{Rd,max,Vy}} : \underline{393.22} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.317} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{V_{Ed}}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad \mathbf{V_{Ed,x}} : \underline{2.25} \text{ kN}$$

$$\mathbf{V_{Ed,y}} : \underline{22.40} \text{ kN}$$

$V_{Rd,c}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,c} : \underline{71.12} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones  $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$ .

### **Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{387.26} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.231}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.46} \text{ MPa}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$z$ : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{280.87} \text{ mm}$$

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{393.22 \text{ kN}}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{3.11 \text{ MPa}}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{459.30 \text{ kN}}$$

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{2.26 \text{ cm}^2}$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00 \text{ cm}^2}$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83 \text{ MPa}}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67 \text{ MPa}}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{350.00 \text{ mm}}$$

$z$ : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{280.87 \text{ mm}}$$

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0 \text{ grados}}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0 \text{ grados}}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones  $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$ .

### **Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} : \underline{69.47} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} : \underline{71.12} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.806}$$

$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.002}$$

Siendo:

$A_{sl}$ : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud  $\geq (l_{bd}+d)$  más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{2.26} \text{ cm}^2$$

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.13} \text{ MPa}$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$d$ : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{308.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.34} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} : \underline{69.47} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} : \underline{71.12} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.806}$$

$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.002}$$

Siendo:

$A_{sl}$ : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud  $\geq (l_{bd}+d)$  más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{2.26} \text{ cm}^2$$

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.13} \text{ MPa}$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$d$ : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{308.00} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.34} \text{ MPa}$$

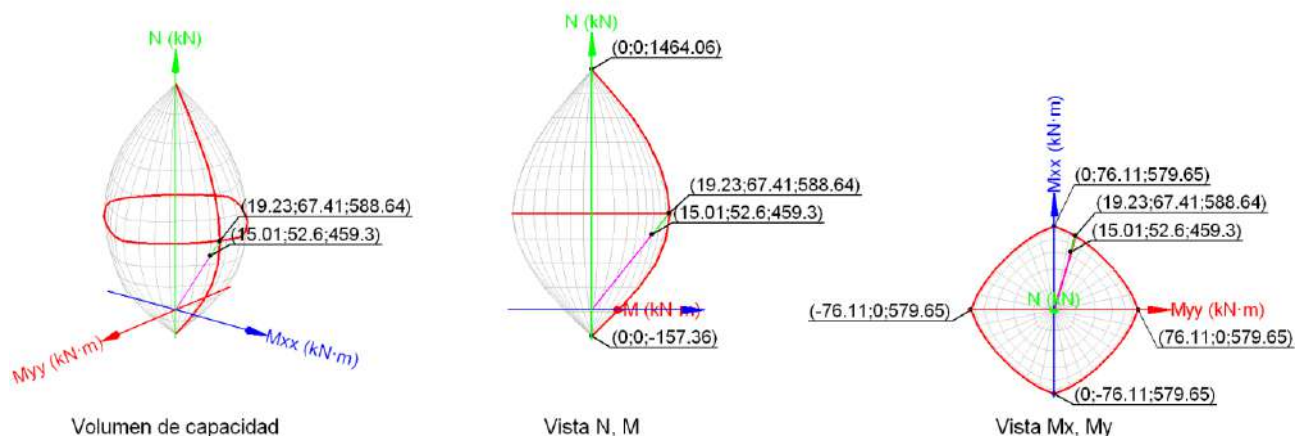
**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.611} \quad \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.780} \quad \checkmark$$



### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$\begin{aligned} N_{Ed} &: \underline{459.30} \quad \text{kN} \\ M_{Ed,x} &: \underline{42.30} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \\ M_{Ed,y} &: \underline{4.71} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{752.17} \quad \text{kN} \\ M_{Rd,x} &: \underline{69.28} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{7.72} \quad \text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Donde:

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{10.26} \quad \text{mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{92.11} \quad \text{mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades  $e_{0,x}$ ,  $e_{0,y}$  es superior a la mínima.

Donde:

**En el eje x:**

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

**h:** Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{92.11} \text{ mm}$$

Donde:

**M<sub>d</sub>:** Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{42.30} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**N<sub>d</sub>:** Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{459.30} \text{ kN}$$

**En el eje y:**

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

**h:** Canto de la sección en el plano de flexión considerado.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{10.26} \text{ mm}$$

Donde:

**M<sub>d</sub>:** Momento de cálculo de primer orden.

$$M_d : \underline{4.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**N<sub>d</sub>:** Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_d : \underline{459.30} \text{ kN}$$

**Comprobación del estado limite de inestabilidad ( $\eta_2$ )**

$N_{Sd}, M_{Sd}$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

**N<sub>Sd</sub>:** Axil solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{Sd} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

**M<sub>Sd</sub>:** Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Sd,x} : \underline{52.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{15.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

**N<sub>Rd</sub>:** Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{588.64} \text{ kN}$$

**M<sub>Rd</sub>:** Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : \underline{67.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{19.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**En el eje x:**

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{28.70}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.900} \text{ m}$$

$i_c$ : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{10.10} \text{ cm}$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$I$ : Inercia.

$$I : \underline{125052.08} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{19.48}$$

Donde:

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

$\varphi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.11}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Donde:

$A_s$ : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.35}$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axil de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$N_{Sd} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : \underline{52.60} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$e_{tot} : \underline{114.51} \text{ mm}$$

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_e : \underline{92.11} \text{ mm}$$

$e_i$ : Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.

$$e_i : \underline{7.25} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.900} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

$\theta_0$ : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

$l$ : Altura

$$l : \underline{2.900} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

$e_2$ : Flecha, según 5.8.8.

$$e_2 : \underline{15.16} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.900} \text{ m}$$

$c$ : Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

$1/r$ : Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0178} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$K_r$ : Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{1.000}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.12}$$

$$\omega : \underline{0.12}$$

$$n : \underline{0.35}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

**$K_\phi$** : Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_\phi : \underline{1.418}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.239}$$

**$\phi_{ef}$** : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0125} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

$$d : \underline{308} \text{ mm}$$

### En el eje y:

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{28.70}$$

Donde:

**$l_0$** : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{2.900} \text{ m}$$

**$i_c$** : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{10.10} \text{ cm}$$

**$A_c$** : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

**I**: Inercia.

$$I : \underline{125052.08} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{19.48}$$

Donde:

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

$\phi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.11}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.12}$$

Donde:

$A_s$ : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{4.52} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.35}$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$N_{Sd} : \underline{459.30} \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : \underline{15.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$e_{tot} : \underline{32.67} \text{ mm}$$

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_e : \underline{10.26} \text{ mm}$$

$e_i$ : Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.

$$e_i : \underline{7.25} \text{ mm}$$

Donde:

$$l_0: \text{Longitud de pandeo} \quad l_0 : \underline{2.900} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

$$\theta_0: \text{Valor básico (1/200).} \quad \theta_0 : \underline{0.0050}$$

$$\alpha_h: \text{Coeficiente de reducción para la altura.} \quad \alpha_h : \underline{1.0000}$$

$$l: \text{Altura} \quad l : \underline{2.900} \text{ m}$$

$$\alpha_m: \text{Coeficiente de reducción por número de elementos.} \quad \alpha_m : \underline{1.0000}$$

$$e_2: \text{Flecha, según 5.8.8.} \quad e_2 : \underline{15.16} \text{ mm}$$

Donde:

$$l_0: \text{Longitud de pandeo} \quad l_0 : \underline{2.900} \text{ m}$$

$$c: \text{Coeficiente que depende de la distribución de curvatura } (\pi^2). \quad c : \underline{9.870}$$

$$1/r: \text{Curvatura.} \quad 1/r : \underline{0.0178} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$K_r: \text{Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.} \quad K_r : \underline{1.000}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.12}$$

$$\omega : \underline{0.12}$$

$$n : \underline{0.35}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

$$K_\phi: \text{Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.} \quad K_\phi : \underline{1.418}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.239}$$

$\varphi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0125} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

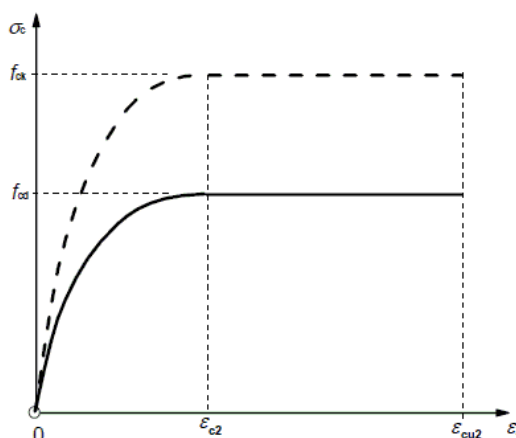
$$d : \underline{308} \text{ mm}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

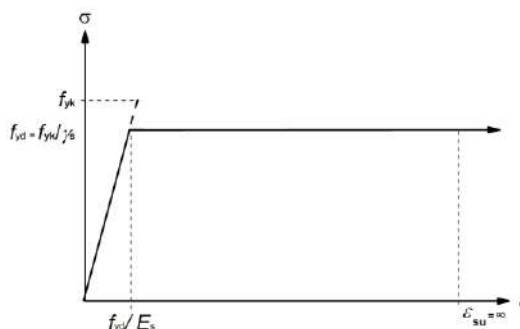
$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\alpha_{cc} : \frac{1.00}{}$$

$$f_{ck} : \frac{16.00}{\text{MPa}}$$

$$\gamma_c : \frac{1.5}{}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$\epsilon_{su} : \frac{0.0100}{}$$

$$f_{yd} : \frac{347.83}{\text{MPa}}$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

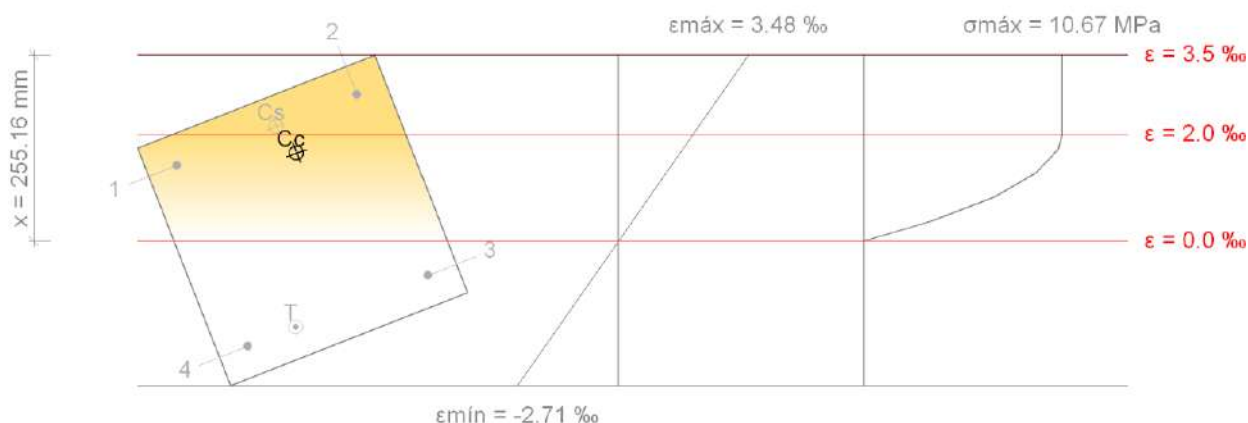
$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$f_{yk} : \frac{400.00}{\text{MPa}}$$

$$\gamma_s : \frac{1.15}{}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø12	-133.00	133.00	+282.78	+0.001414
2	Ø12	133.00	133.00	+347.83	+0.002740
3	Ø12	133.00	-133.00	-128.03	-0.000640
4	Ø12	-133.00	-133.00	-347.83	-0.001966

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	571.14	26.17	88.88
Cs	71.32	13.72	133.00
T	53.82	-61.43	-133.00

$$N_{Rd} : \underline{588.64} \text{ kN}$$

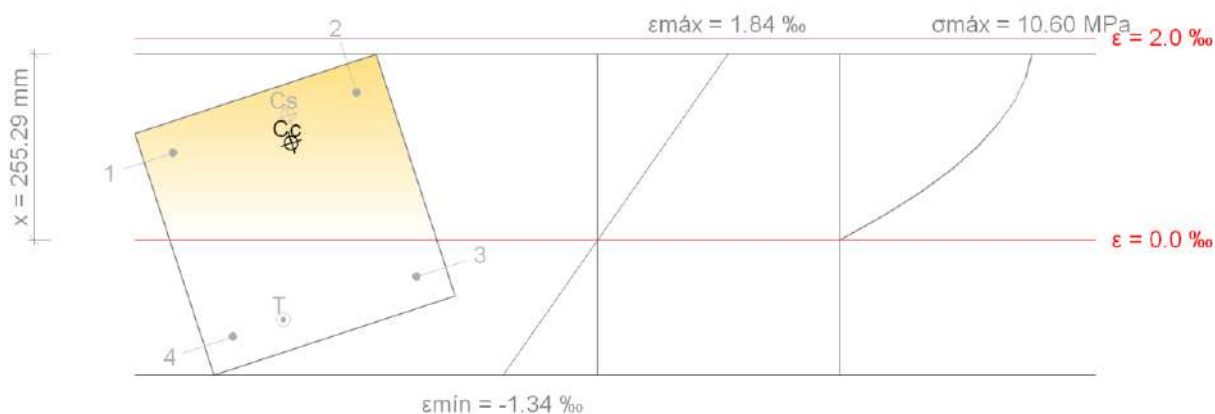
$$M_{Rd,x} : \underline{67.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{19.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : $\underline{571.14}$ kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : $\underline{71.32}$ kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : $\underline{53.82}$ kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : $\underline{26.17}$ mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : $\underline{88.88}$ mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : $\underline{13.72}$ mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : $\underline{133.00}$ mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T,x</sub></b> : $\underline{-61.43}$ mm
	<b>e<sub>T,y</sub></b> : $\underline{-133.00}$ mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : $\underline{0.0035}$
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : $\underline{0.0020}$
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : $\underline{10.67}$ MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : $\underline{347.83}$ MPa

### Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>s</sub>imos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø12	-133.00	133.00	+172.14	+0.000861
2	Ø12	133.00	133.00	+291.28	+0.001456
3	Ø12	133.00	-133.00	-72.71	-0.000364
4	Ø12	-133.00	-133.00	-191.85	-0.000959

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	436.81	26.15	95.34
C <sub>s</sub>	52.41	34.19	133.00
T	29.92	-59.89	-133.00

**N<sub>sd</sub>** : 459.30 kN

**M<sub>sd,x</sub>** : 52.60 kN·m

**M<sub>sd,y</sub>** : 15.01 kN·m

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>c</sub>** : 436.81 kN

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**C<sub>s</sub>** : 52.41 kN

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**T** : 29.92 kN

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cc,x</sub>** : 26.15 mm

**e<sub>cc,y</sub>** : 95.34 mm

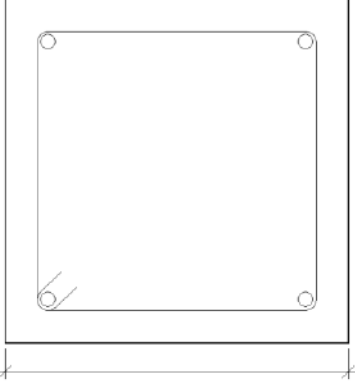
**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs,x</sub>** : 34.19 mm

**e<sub>cs,y</sub>** : 133.00 mm

$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$ : <u>-59.89</u> mm
	$e_{T,y}$ : <u>-133.00</u> mm
$\epsilon_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$\epsilon_{cmax}$ : <u>0.0018</u>
$\epsilon_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$\epsilon_{smax}$ : <u>0.0010</u>
$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$\sigma_{cmax}$ : <u>10.60</u> MPa
$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$\sigma_{smax}$ : <u>191.85</u> MPa

## 2.- TECHO PT2 (7.6 - 11.2 M)

Datos del pilar	
 <p style="text-align: center;">35</p>	Geometría
	Dimensiones : 35x35 cm
	Tramo : 7.600/11.200 m
	Altura libre : 3.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : C16/20	Plano ZX : 3.00 m
Acero : S-400	Plano ZY : 3.00 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø16	Estribos : 1eØ6
Cuantía : 0.66 %	Separación : 20 cm

### Disposiciones relativas a las armaduras (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$350 \text{ mm} \leq 1400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**h**: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

**b**: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{350.00} \text{ mm}$$

### Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{\min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$246 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**$s_{\min}$** : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

**$\varnothing_{\max}$** : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{16} \text{ mm}$$

**$d_g$** : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 8 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$16 \text{ mm} \geq 8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\emptyset_{\min}$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.  $\emptyset_{\min} : \underline{16}$  mm

### Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{\min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$194 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .  $s_{\min} : \underline{20}$  mm

$$s_1 : \underline{6} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\emptyset_{\max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\emptyset_{\max} : \underline{6} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar  $s_{cl,tmax}$  (Artículo 9.5.3(3)):

$$200 \text{ mm} \leq 320 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,tmax}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .  $s_{cl,tmax} : \underline{320}$  mm

$$s_1 : \underline{320} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{350} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{400} \text{ mm}$$

Siendo:

$\emptyset_{\min}$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\emptyset_{\min} : \underline{16} \text{ mm}$$

$B_{min}$ : Dimensión mínima de la sección.

$$B_{min} : \underline{350} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$6 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\emptyset_{max}$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\emptyset_{max} : \underline{16} \text{ mm}$$

### **Armadura mínima y máxima** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal  $A_s$  no debería ser menor que  $A_{s,min}$  (Artículo 9.5.2(2)):

$$8.04 \text{ cm}^2 \geq 2.45 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{2.45} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal  $A_s$  no debería superar  $A_{s,max}$  (Artículo 9.5.2(3)):

$$8.04 \text{ cm}^2 \leq 49.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} : \underline{49.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

El área total de la armadura longitudinal  $A'_s$  no debería ser menor que  $A_{s,min}$  (Artículo 9.5.2(2)):

$$8.04 \text{ cm}^2 \geq 2.47 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{2.47} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{860.54} \text{ kN}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.090} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{4.60} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{33.92} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{381.23} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.447} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{4.60} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{33.92} \text{ kN}$$

$V_{Rd,c}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,c} : \underline{76.52} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{381.23} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.74} \text{ MPa}$$

Donde:

<b>N<sub>Ed</sub></b> : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	<b>N<sub>Ed</sub></b> : <u>860.54</u> kN
<b>A'<sub>s</sub></b> : Área total de armadura comprimida.	<b>A'<sub>s</sub></b> : <u>8.04</u> cm <sup>2</sup>
<b>A<sub>c</sub></b> : Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>c</sub></b> : <u>1225.00</u> cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>yd</sub></b> : Resistencia de cálculo de la armadura A' <sub>s</sub> .	<b>f<sub>yd</sub></b> : <u>347.83</u> MPa
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>b<sub>w</sub></b> : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>b<sub>w</sub></b> : <u>350.00</u> mm
<b>z</b> : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>z</b> : <u>272.31</u> mm
<b>v<sub>1</sub></b> : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	<b>v<sub>1</sub></b> : <u>0.600</u>
<b>α</b> : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.	<b>α</b> : <u>90.0</u> grados
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	<b>θ</b> : <u>45.0</u> grados

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{381.23} \text{ kN}$$

Donde:

<b>α<sub>cw</sub></b> : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.	<b>α<sub>cw</sub></b> : <u>1.250</u>
---	--------------------------------------

Siendo:

<b>σ<sub>cp</sub></b> : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.	<b>σ<sub>cp</sub></b> : <u>4.74</u> MPa
---	---

Donde:

<b>N<sub>Ed</sub></b> : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	<b>N<sub>Ed</sub></b> : <u>860.54</u> kN
<b>A'<sub>s</sub></b> : Área total de armadura comprimida.	<b>A'<sub>s</sub></b> : <u>8.04</u> cm <sup>2</sup>

<b>A<sub>c</sub></b> : Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>c</sub></b> : <u>1225.00</u> cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>yd</sub></b> : Resistencia de cálculo de la armadura A' <sub>s</sub> .	<b>f<sub>yd</sub></b> : <u>347.83</u> MPa
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>b<sub>w</sub></b> : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>b<sub>w</sub></b> : <u>350.00</u> mm
<b>z</b> : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>z</b> : <u>272.31</u> mm
<b>v<sub>1</sub></b> : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	<b>v<sub>1</sub></b> : <u>0.600</u>
<b>α</b> : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.	<b>α</b> : <u>90.0</u> grados
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	<b>θ</b> : <u>45.0</u> grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>s</sub> se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} : \underline{76.52} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} : \underline{70.74} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

**γ<sub>c</sub>**: Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.808}$$

**ρ<sub>l</sub>**: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.004}$$

Siendo:

**A<sub>sl</sub>**: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud  $\geq (l_{bd}+d)$  más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3  
**f<sub>ck</sub>**: Resistencia característica a compresión del hormigón.  
 **$\sigma_{cp}$** : Tensión media de compresión.

**A<sub>sl</sub>** : 4.02 cm<sup>2</sup>  
**f<sub>ck</sub>** : 16.00 MPa  
 **$\sigma_{cp}$**  : 2.13 MPa

Siendo:

**N<sub>Ed</sub>**: Esfuerzo axial de compresión de cálculo.  
**A<sub>c</sub>**: Área total de la sección de hormigón.  
**f<sub>cd</sub>**: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.  
**b<sub>w</sub>**: Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.  
**d**: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

**N<sub>Ed</sub>** : 860.54 kN  
**A<sub>c</sub>** : 1225.00 cm<sup>2</sup>  
**f<sub>cd</sub>** : 10.67 MPa  
**b<sub>w</sub>** : 350.00 mm  
**d** : 306.00 mm

**V<sub>min</sub>** : 0.34 MPa

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

**V<sub>Rd,c</sub>** : 76.52 kN

con un valor mínimo de:

**V<sub>Rd,c</sub>** : 70.74 kN

Donde:

**C<sub>Rd,c</sub>** : 0.120

Siendo:

**$\gamma_c$** : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

**$\gamma_c$**  : 1.500

**k** : 1.808

**$\rho_l$** : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

**$\rho_l$**  : 0.004

Siendo:

**A<sub>sl</sub>**: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud  $\geq (l_{bd}+d)$  más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

**A<sub>sl</sub>** : 4.02 cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.  $f_{ck} : \underline{16.00}$  MPa  
 $\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión.  $\sigma_{cp} : \underline{2.13}$  MPa

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.  $N_{Ed} : \underline{860.54}$  kN  
 $A_c$ : Área total de la sección de hormigón.  $A_c : \underline{1225.00}$  cm<sup>2</sup>  
 $f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.  $f_{cd} : \underline{10.67}$  MPa  
 $b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.  $b_w : \underline{350.00}$  mm  
 $d$ : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.  $d : \underline{306.00}$  mm  
 $V_{min} : \underline{0.34}$  MPa

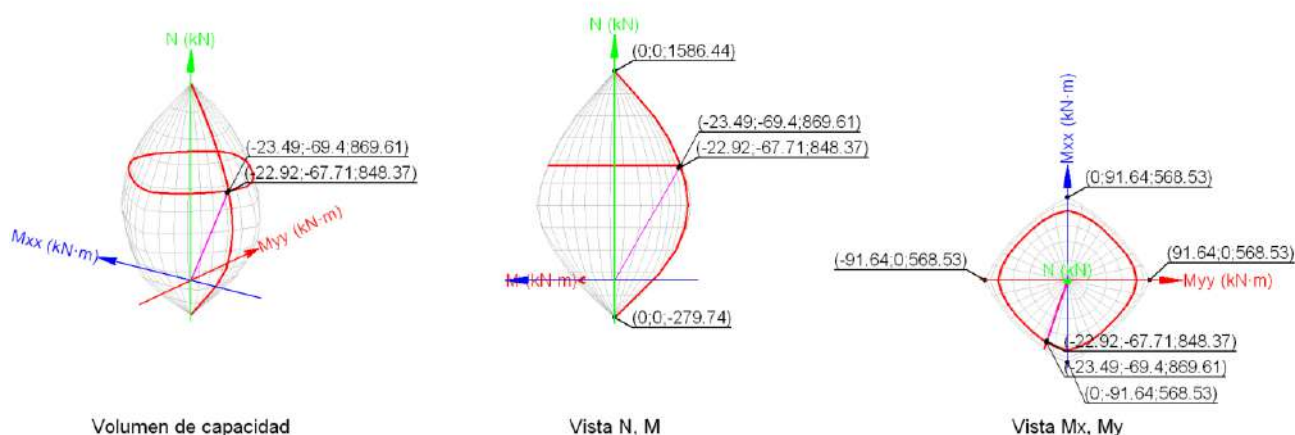
**Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.818} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.976} \checkmark$$



### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \underline{848.37} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \underline{-51.82} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{-7.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{1036.87} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-63.33} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-8.58} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_{e,x} : \underline{-8.28} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{-61.08} \text{ mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades  $e_{0,x}, e_{0,y}$  es superior a la mínima.

Donde:

**En el eje x:**

$$e_{min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

**h:** Canto de la sección en el plano de flexión considerado. **h :** 350.00 mm

**e<sub>0</sub> :** -61.08 mm

Donde:

**M<sub>d</sub>:** Momento de cálculo de primer orden. **M<sub>d</sub> :** -51.82 kN·m

**N<sub>d</sub>:** Esfuerzo normal de cálculo. **N<sub>d</sub> :** 848.37 kN

**En el eje y:**

**e<sub>min</sub> :** 20.00 mm

**h:** Canto de la sección en el plano de flexión considerado. **h :** 350.00 mm

**e<sub>0</sub> :** -8.28 mm

Donde:

**M<sub>d</sub>:** Momento de cálculo de primer orden. **M<sub>d</sub> :** -7.02 kN·m

**N<sub>d</sub>:** Esfuerzo normal de cálculo. **N<sub>d</sub> :** 848.37 kN

### Comprobación del estado limite de inestabilidad ( $\eta_2$ )

$N_{Sd}, M_{Sd}$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

**N<sub>Sd</sub>:** Axil solicitante de cálculo pésimo. **N<sub>Sd</sub> :** 848.37 kN

**M<sub>Sd,x</sub>:** Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **M<sub>Sd,x</sub> :** -67.71 kN·m

**M<sub>Sd,y</sub>:** -22.92 kN·m

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

**N<sub>Rd</sub>:** Axil de agotamiento. **N<sub>Rd</sub> :** 869.61 kN

**M<sub>Rd,x</sub>:** Momentos de agotamiento. **M<sub>Rd,x</sub> :** -69.40 kN·m

**M<sub>Rd,y</sub>:** -23.49 kN·m

**En el eje x:**

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

**λ :** 29.69

Donde:

**l<sub>0</sub>:** Longitud de pandeo **l<sub>0</sub> :** 3.000 m

**i<sub>c</sub>:** Radio de giro de la sección de hormigón. **i<sub>c</sub> :** 10.10 cm

**A<sub>c</sub>:** Área total de la sección de hormigón. **A<sub>c</sub> :** 1225.00 cm<sup>2</sup>

**I:** Inercia. **I :** 125052.08 cm<sup>4</sup>

$$\lambda_{inf} : \underline{15.38}$$

Donde:

$$\mathbf{A} : \underline{0.74}$$

Siendo:

$\phi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$\mathbf{B} : \underline{1.20}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.21}$$

Donde:

$\mathbf{A}_s$ : Área total de refuerzo longitudinal.

$$\mathbf{A}_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

$\mathbf{A}_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A}_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{0.65}$$

Siendo:

$\mathbf{N}_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$\mathbf{N}_{Ed} : \underline{848.37} \text{ kN}$$

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$\mathbf{N}_{Sd} : \underline{848.37} \text{ kN}$$

$$\mathbf{M}_{Sd} : \underline{-67.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{e}_{tot} : \underline{-79.81} \text{ mm}$$

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_e : \underline{-61.08} \text{ mm}$$

$e_i$ : Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.

$$e_i : \underline{-7.50} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

$\theta_0$ : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

$l$ : Altura

$$l : \underline{3.000} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

$e_2$ : Flecha, según 5.8.8.

$$e_2 : \underline{-11.24} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$$

$c$ : Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

$1/r$ : Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0123} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$K_r$ : Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{0.694}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.21}$$

$$\omega : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.65}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

**$K_{\phi}$** : Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_{\phi} : \underline{1.406}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.232}$$

**$\phi_{ef}$** : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0126} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

$$d : \underline{306} \text{ mm}$$

#### En el eje y:

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{29.69}$$

Donde:

**$l_0$** : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$$

**$i_c$** : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{10.10} \text{ cm}$$

**$A_c$** : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

**I**: Inercia.

$$I : \underline{125052.08} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{15.38}$$

Donde:

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

**$\phi_{ef}$** : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.20}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.21}$$

Donde:

$A_s$ : Área total de refuerzo longitudinal.	$A_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$
$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.	$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$
$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.	$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{0.65}$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	$N_{Ed} : \underline{848.37} \text{ kN}$
---	--

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$N_{Sd} : \underline{848.37} \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : \underline{-22.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$e_{tot} : \underline{-27.01} \text{ mm}$$

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima $e_{min}$ según el artículo 6.1(4).	$e_e : \underline{-8.28} \text{ mm}$
--	--------------------------------------

$e_i$ : Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.	$e_i : \underline{-7.50} \text{ mm}$
---	--------------------------------------

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo	$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$
----------------------------	-------------------------------------

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

$\theta_0$ : Valor básico (1/200).	$\theta_0 : \underline{0.0050}$
------------------------------------	---------------------------------

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

**l**: Altura

$$l : \underline{3.000} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

**e<sub>z</sub>**: Flecha, según 5.8.8.

$$e_z : \underline{-11.24} \text{ mm}$$

Donde:

**l<sub>0</sub>**: Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$$

**c**: Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

**1/r**: Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0123} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

**K<sub>r</sub>**: Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{0.694}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.21}$$

$$\omega : \underline{0.21}$$

$$n : \underline{0.65}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

**K<sub>φ</sub>**: Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_\phi : \underline{1.406}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.232}$$

**φ<sub>ef</sub>**: Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0126} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

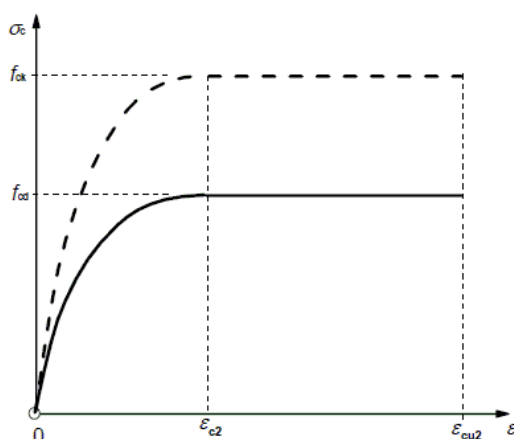
$$\mathbf{d} : \underline{306} \text{ mm}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

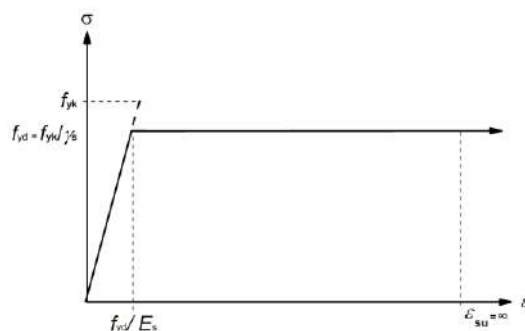
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f_{ck}} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su}$  : 0.0100

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd}$  : 347.83 MPa

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

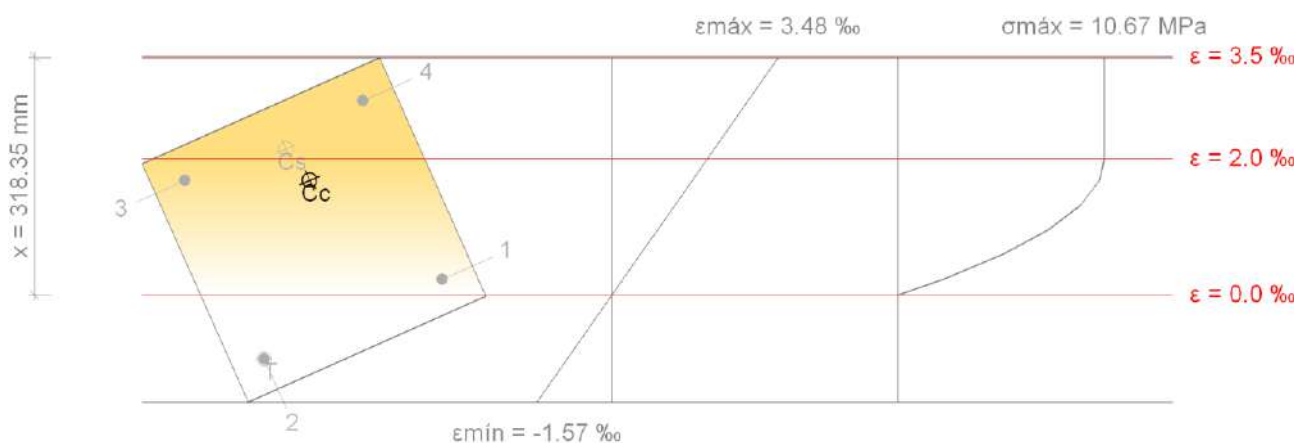
$f_{yk}$  : 400.00 MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø16	-131.00	131.00	+45.93	+0.000230
2	Ø16	131.00	131.00	-187.77	-0.000939
3	Ø16	131.00	-131.00	+335.65	+0.001678
4	Ø16	-131.00	-131.00	+347.83	+0.002847

	<b>Resultante (kN)</b>	<b>e.x (mm)</b>	<b>e.y (mm)</b>
Cc	760.71	-22.37	-62.66
Cs	146.66	-10.43	-114.50
T	37.75	131.00	131.00

$$N_{Rd} : \underline{869.61} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-69.40} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-23.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{760.71} \text{ kN}$$

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{146.66} \text{ kN}$$

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : \underline{37.75} \text{ kN}$$

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-22.37} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-62.66} \text{ mm}$$

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-10.43} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-114.50} \text{ mm}$$

**e<sub>T</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : \underline{131.00} \text{ mm}$$

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : \underline{0.0009}$$

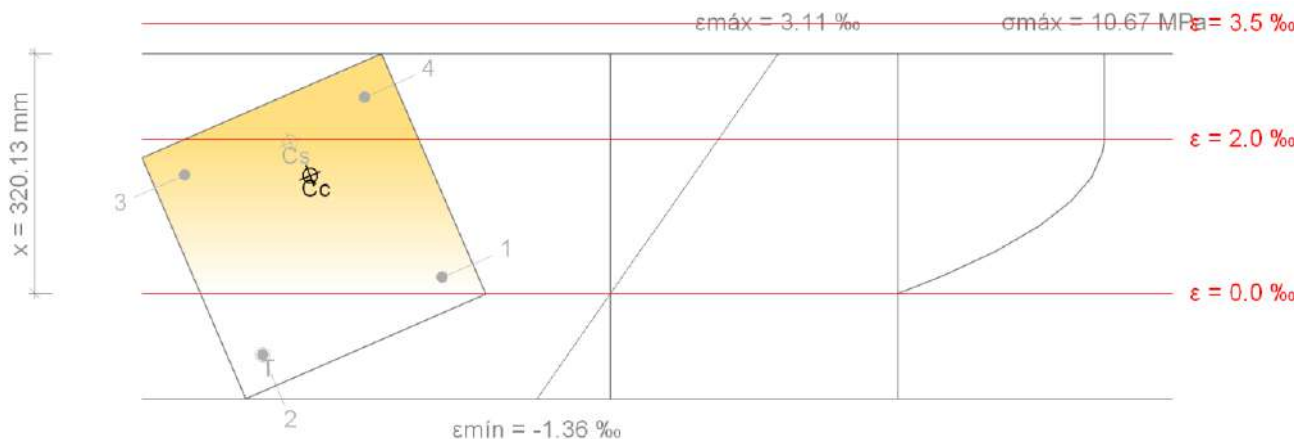
**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{187.77} \text{ MPa}$$

### Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>s</sub>imos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø16	-131.00	131.00	+42.50	+0.000212
2	Ø16	131.00	131.00	-160.01	-0.000800
3	Ø16	131.00	-131.00	+307.23	+0.001536
4	Ø16	-131.00	-131.00	+347.83	+0.002549

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	740.30	-22.31	-63.98
C <sub>s</sub>	140.25	-15.61	-115.04
T	32.17	131.00	131.00

$$N_{sd} : \underline{848.37} \text{ kN}$$

$$M_{sd,x} : \underline{-67.71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{sd,y} : \underline{-22.92} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$C_c : \underline{740.30} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{140.25} \text{ kN}$$

$$T : \underline{32.17} \text{ kN}$$

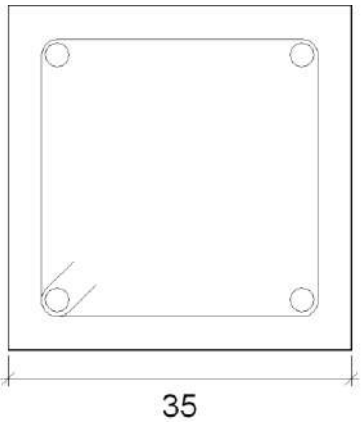
$$e_{cc,x} : \underline{-22.31} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-63.98} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-15.61} \text{ mm}$$

<b><math>e_{cs}</math></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b><math>e_{cs,y}</math></b> : <u>-115.04</u> mm
<b><math>e_T</math></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b><math>e_T</math></b> : <u>131.00</u> mm
<b><math>\epsilon_{cmax}</math></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b><math>\epsilon_{cmax}</math></b> : <u>0.0031</u>
<b><math>\epsilon_{smax}</math></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b><math>\epsilon_{smax}</math></b> : <u>0.0008</u>
<b><math>\sigma_{cmax}</math></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b><math>\sigma_{cmax}</math></b> : <u>10.67</u> MPa
<b><math>\sigma_{smax}</math></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b><math>\sigma_{smax}</math></b> : <u>160.01</u> MPa

### 3.- TECHO PT1 (4 - 7.6 M)

Datos del pilar	
 <p style="text-align: center;">35</p>	Geometría
	Dimensiones : 35x35 cm
	Tramo : 4.000/7.600 m
	Altura libre : 3.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : C16/20	Plano ZX : 3.00 m
Acero : S-400	Plano ZY : 3.00 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ8
Cuantía : 1.60 %	Separación : 30 cm

#### **Disposiciones relativas a las armaduras** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$350 \text{ mm} \leq 1400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**h**: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

**b**: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{350.00} \text{ mm}$$

#### **Armadura longitudinal**

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$224 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**$s_{min}$** : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

**$\varnothing_{max}$** : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{25} \text{ mm}$$

**$d_g$** : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 8 mm (Artículo 9.5.2(1)):

$$25 \text{ mm} \geq 8 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\emptyset_{\min}$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.  $\emptyset_{\min} : \underline{25}$  mm

### Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{\min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$292 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{\min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .  $s_{\min} : \underline{20}$  mm

$$s_1 : \underline{8} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\emptyset_{\max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\emptyset_{\max} : \underline{8} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar  $s_{cl,tmax}$  (Artículo 9.5.3(3)):

$$300 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{cl,tmax}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .  $s_{cl,tmax} : \underline{350}$  mm

$$s_1 : \underline{500} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{350} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{400} \text{ mm}$$

Siendo:

$\emptyset_{\min}$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\emptyset_{\min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$B_{min}$ : Dimensión mínima de la sección.

$$B_{min} : \underline{350} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$8 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\emptyset_{max}$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\emptyset_{max} : \underline{25} \text{ mm}$$

### **Armadura mínima y máxima** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal  $A_s$  no debería ser menor que  $A_{s,min}$  (Artículo 9.5.2(2)):

$$19.64 \text{ cm}^2 \geq 2.45 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{19.64} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{2.45} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal  $A_s$  no debería superar  $A_{s,max}$  (Artículo 9.5.2(3)):

$$19.64 \text{ cm}^2 \leq 49.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{19.64} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} : \underline{49.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

El área total de la armadura longitudinal  $A'_s$  no debería ser menor que  $A_{s,min}$  (Artículo 9.5.2(2)):

$$19.64 \text{ cm}^2 \geq 3.63 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{19.64} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} : \underline{3.63} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1262.00} \text{ kN}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.099} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{3.32} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{35.10} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{356.58} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.392} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{3.32} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{35.10} \text{ kN}$$

$V_{Rd,c}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$V_{Rd,c} : \underline{89.90} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{356.58} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.73} \text{ MPa}$$

Donde:

<b>N<sub>Ed</sub></b> : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	<b>N<sub>Ed</sub></b> : <u>1262.00</u> kN
<b>A'<sub>s</sub></b> : Área total de armadura comprimida.	<b>A'<sub>s</sub></b> : <u>19.64</u> cm <sup>2</sup>
<b>A<sub>c</sub></b> : Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>c</sub></b> : <u>1225.00</u> cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>yd</sub></b> : Resistencia de cálculo de la armadura A' <sub>s</sub> .	<b>f<sub>yd</sub></b> : <u>347.83</u> MPa
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>b<sub>w</sub></b> : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>b<sub>w</sub></b> : <u>350.00</u> mm
<b>z</b> : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>z</b> : <u>254.70</u> mm
<b>v<sub>1</sub></b> : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	<b>v<sub>1</sub></b> : <u>0.600</u>
<b>α</b> : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.	<b>α</b> : <u>90.0</u> grados
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	<b>θ</b> : <u>45.0</u> grados

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$\mathbf{V_{Rd,max}} : \underline{356.58} \text{ kN}$$

Donde:

<b>α<sub>cw</sub></b> : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.	<b>α<sub>cw</sub></b> : <u>1.250</u>
---	--------------------------------------

Siendo:

<b>σ<sub>cp</sub></b> : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.	<b>σ<sub>cp</sub></b> : <u>4.73</u> MPa
---	---

Donde:

<b>N<sub>Ed</sub></b> : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	<b>N<sub>Ed</sub></b> : <u>1262.00</u> kN
<b>A'<sub>s</sub></b> : Área total de armadura comprimida.	<b>A'<sub>s</sub></b> : <u>19.64</u> cm <sup>2</sup>

<b>A<sub>c</sub></b> : Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>c</sub></b> : <u>1225.00</u> cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>yd</sub></b> : Resistencia de cálculo de la armadura A' <sub>s</sub> .	<b>f<sub>yd</sub></b> : <u>347.83</u> MPa
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>b<sub>w</sub></b> : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>b<sub>w</sub></b> : <u>350.00</u> mm
<b>z</b> : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>z</b> : <u>254.70</u> mm
<b>v<sub>1</sub></b> : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	<b>v<sub>1</sub></b> : <u>0.600</u>
<b>α</b> : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.	<b>α</b> : <u>90.0</u> grados
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	<b>θ</b> : <u>45.0</u> grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p<sub>s</sub>ímimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} : \underline{89.90} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} : \underline{69.49} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

**γ<sub>c</sub>**: Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.817}$$

**ρ<sub>l</sub>**: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.009}$$

Siendo:

**A<sub>sl</sub>**: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud  $\geq (l_{bd}+d)$  más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3  
**f<sub>ck</sub>**: Resistencia característica a compresión del hormigón.  
 **$\sigma_{cp}$** : Tensión media de compresión.

**A<sub>sl</sub>** : 9.82 cm<sup>2</sup>  
**f<sub>ck</sub>** : 16.00 MPa  
 **$\sigma_{cp}$**  : 2.13 MPa

Siendo:

**N<sub>Ed</sub>**: Esfuerzo axial de compresión de cálculo.  
**A<sub>c</sub>**: Área total de la sección de hormigón.  
**f<sub>cd</sub>**: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.  
**b<sub>w</sub>**: Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.  
**d**: Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

**N<sub>Ed</sub>** : 1262.00 kN  
**A<sub>c</sub>** : 1225.00 cm<sup>2</sup>  
**f<sub>cd</sub>** : 10.67 MPa  
**b<sub>w</sub>** : 350.00 mm  
**d** : 299.50 mm

**V<sub>min</sub>** : 0.34 MPa

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

**V<sub>Rd,c</sub>** : 89.90 kN

con un valor mínimo de:

**V<sub>Rd,c</sub>** : 69.49 kN

Donde:

**C<sub>Rd,c</sub>** : 0.120

Siendo:

**$\gamma_c$** : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

**$\gamma_c$**  : 1.500

**k** : 1.817

**$\rho_l$** : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

**$\rho_l$**  : 0.009

Siendo:

**A<sub>sl</sub>**: Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud  $\geq (l_{bd}+d)$  más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

**A<sub>sl</sub>** : 9.82 cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.  $f_{ck} : \underline{16.00}$  MPa  
 $\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión.  $\sigma_{cp} : \underline{2.13}$  MPa

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.  $N_{Ed} : \underline{1262.00}$  kN  
 $A_c$ : Área total de la sección de hormigón.  $A_c : \underline{1225.00}$  cm<sup>2</sup>  
 $f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.  $f_{cd} : \underline{10.67}$  MPa  
 $b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.  $b_w : \underline{350.00}$  mm  
 $d$ : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.  $d : \underline{299.50}$  mm  
 $V_{min} : \underline{0.34}$  MPa

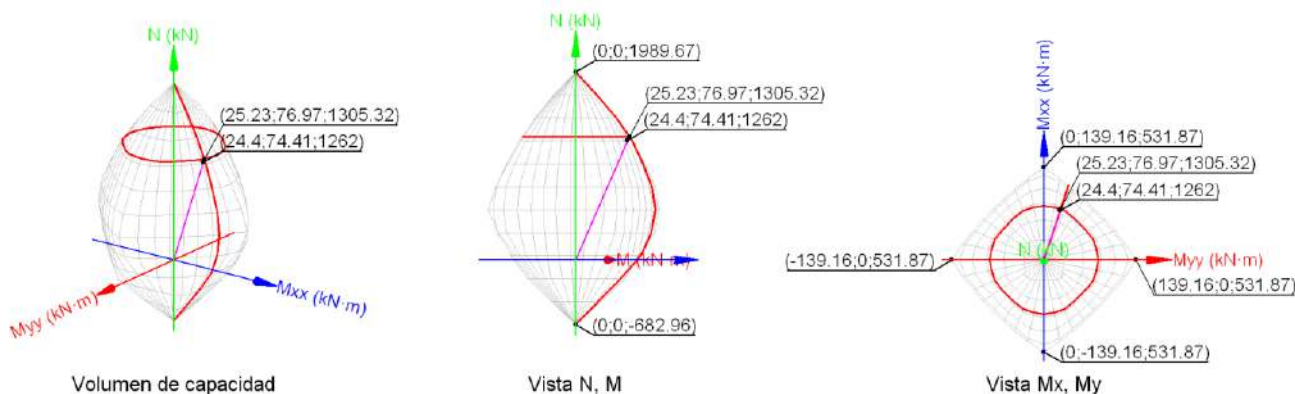
**Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.857} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.967} \checkmark$$



### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \frac{1262.00}{1} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \frac{54.59}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \frac{4.57}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \frac{1472.83}{1} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{63.71}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{5.34}{1} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_{e,x} : \frac{3.62}{1} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \frac{43.26}{1} \text{ mm}$$

En este caso, alguna de las excentricidades  $e_{0,x}$ ,  $e_{0,y}$  es superior a la mínima.

Donde:

**En el eje x:**

$$e_{min} : \frac{20.00}{1} \text{ mm}$$

**h:** Canto de la sección en el plano de flexión considerado. **h :** 350.00 mm

**e<sub>0</sub> :** 43.26 mm

Donde:

**M<sub>d</sub>:** Momento de cálculo de primer orden. **M<sub>d</sub> :** 54.59 kN·m

**N<sub>d</sub>:** Esfuerzo normal de cálculo. **N<sub>d</sub> :** 1262.00 kN

**En el eje y:**

**e<sub>min</sub> :** 20.00 mm

**h:** Canto de la sección en el plano de flexión considerado. **h :** 350.00 mm

**e<sub>0</sub> :** 3.62 mm

Donde:

**M<sub>d</sub>:** Momento de cálculo de primer orden. **M<sub>d</sub> :** 4.57 kN·m

**N<sub>d</sub>:** Esfuerzo normal de cálculo. **N<sub>d</sub> :** 1262.00 kN

### Comprobación del estado limite de inestabilidad ( $\eta_2$ )

$N_{Sd}, M_{Sd}$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

**N<sub>Sd</sub>:** Axil solicitante de cálculo pésimo. **N<sub>Sd</sub> :** 1262.00 kN

**M<sub>Sd,x</sub>:** Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **M<sub>Sd,x</sub> :** 74.41 kN·m

**M<sub>Sd,y</sub>:** 24.40 kN·m

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

**N<sub>Rd</sub>:** Axil de agotamiento. **N<sub>Rd</sub> :** 1305.32 kN

**M<sub>Rd,x</sub>:** Momentos de agotamiento. **M<sub>Rd,x</sub> :** 76.97 kN·m

**M<sub>Rd,y</sub>:** 25.23 kN·m

**En el eje x:**

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

**$\lambda$  :** 29.69

Donde:

**l<sub>0</sub>:** Longitud de pandeo **l<sub>0</sub> :** 3.000 m

**i<sub>c</sub>:** Radio de giro de la sección de hormigón. **i<sub>c</sub> :** 10.10 cm

**A<sub>c</sub>:** Área total de la sección de hormigón. **A<sub>c</sub> :** 1225.00 cm<sup>2</sup>

**I:** Inercia. **I :** 125052.08 cm<sup>4</sup>

$$\lambda_{inf} : \underline{15.09}$$

Donde:

$$\mathbf{A} : \underline{0.74}$$

Siendo:

$\phi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$\mathbf{B} : \underline{1.43}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.52}$$

Donde:

$\mathbf{A}_s$ : Área total de refuerzo longitudinal.

$$\mathbf{A}_s : \underline{19.64} \text{ cm}^2$$

$\mathbf{A}_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A}_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{0.97}$$

Siendo:

$\mathbf{N}_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$\mathbf{N}_{Ed} : \underline{1262.00} \text{ kN}$$

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$\mathbf{N}_{Sd} : \underline{1262.00} \text{ kN}$$

$$\mathbf{M}_{Sd} : \underline{74.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{e}_{tot} : \underline{58.96} \text{ mm}$$

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_e : \underline{43.26} \text{ mm}$$

$e_i$ : Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.

$$e_i : \underline{7.50} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

$\theta_0$ : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

$l$ : Altura

$$l : \underline{3.000} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

$e_2$ : Flecha, según 5.8.8.

$$e_2 : \underline{8.21} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$$

$c$ : Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

$1/r$ : Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0090} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$K_r$ : Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{0.496}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.52}$$

$$\omega : \underline{0.52}$$

$$n : \underline{0.97}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

**$K_{\phi}$** : Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_{\phi} : \underline{1.406}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.232}$$

**$\phi_{ef}$** : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0129} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

$$d : \underline{300} \text{ mm}$$

#### En el eje y:

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{29.69}$$

Donde:

**$l_0$** : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$$

**$i_c$** : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{10.10} \text{ cm}$$

**$A_c$** : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

**I**: Inercia.

$$I : \underline{125052.08} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{15.09}$$

Donde:

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

**$\phi_{ef}$** : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.43}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.52}$$

Donde:

**A<sub>s</sub>**: Área total de refuerzo longitudinal. **A<sub>s</sub>** : 19.64 cm<sup>2</sup>

**A<sub>c</sub>**: Área total de la sección de hormigón. **A<sub>c</sub>** : 1225.00 cm<sup>2</sup>

**f<sub>yd</sub>**: Límite elástico de la armadura. **f<sub>yd</sub>** : 347.83 MPa

**f<sub>cd</sub>**: Resistencia de cálculo a compresión del hormigón. **f<sub>cd</sub>** : 10.67 MPa

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{0.97}$$

Siendo:

**N<sub>Ed</sub>**: Esfuerzo axial de compresión de cálculo. **N<sub>Ed</sub>** : 1262.00 kN

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$\mathbf{N}_{sd} : \underline{1262.00} \text{ kN}$$

$$\mathbf{M}_{sd} : \underline{24.40} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{e}_{tot} : \underline{19.33} \text{ mm}$$

Siendo:

**e<sub>e</sub>**: Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4). **e<sub>e</sub>** : 3.62 mm

**e<sub>i</sub>**: Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2. **e<sub>i</sub>** : 7.50 mm

Donde:

**l<sub>0</sub>**: Longitud de pandeo **l<sub>0</sub>** : 3.000 m

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

**θ<sub>0</sub>**: Valor básico (1/200). **θ<sub>0</sub>** : 0.0050

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

**l**: Altura

$$l : \underline{3.000} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

**e<sub>z</sub>**: Flecha, según 5.8.8.

$$e_z : \underline{8.21} \text{ mm}$$

Donde:

**l<sub>0</sub>**: Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.000} \text{ m}$$

**c**: Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

**1/r**: Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0090} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

**K<sub>r</sub>**: Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{0.496}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.52}$$

$$\omega : \underline{0.52}$$

$$n : \underline{0.97}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

**K<sub>φ</sub>**: Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_\phi : \underline{1.406}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.232}$$

**φ<sub>ef</sub>**: Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0129} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

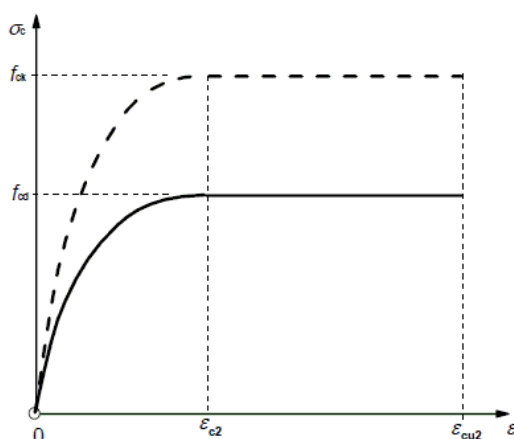
$$\mathbf{d} : \underline{300} \text{ mm}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

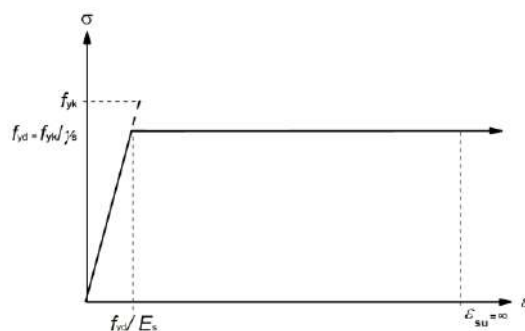
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f_{ck}} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su} : 0.0100$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd} : 347.83 \text{ MPa}$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

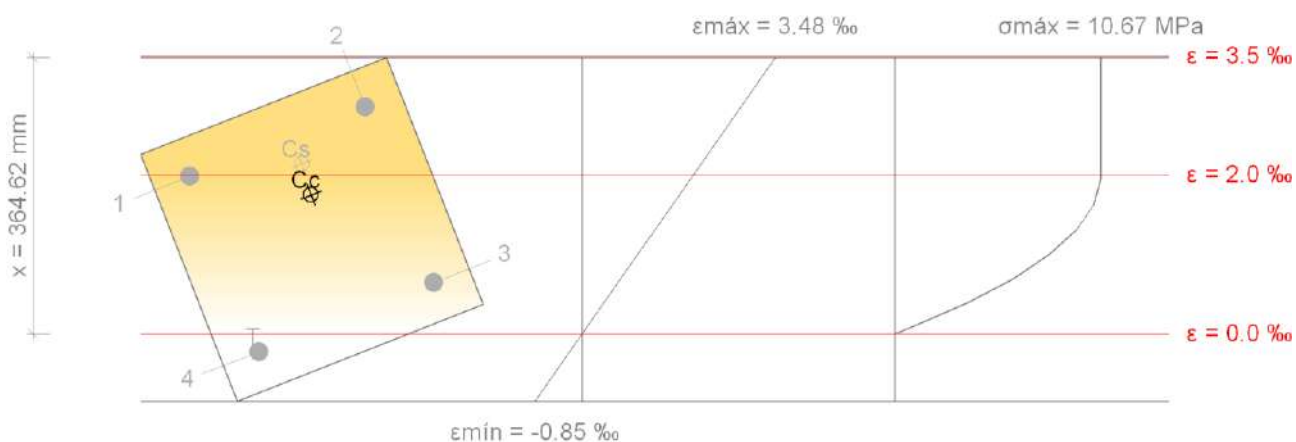
$f_{yk} : 400.00 \text{ MPa}$

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s : 1.15$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø25	-124.50	124.50	+347.83	+0.001986
2	Ø25	124.50	124.50	+347.83	+0.002857
3	Ø25	124.50	-124.50	+128.82	+0.000644
4	Ø25	-124.50	-124.50	-45.40	-0.000227

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	922.89	15.81	42.85
Cs	404.72	19.45	85.60
T	22.29	-124.50	-124.50

$$N_{Rd} : \underline{1305.32} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{76.97} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{25.23} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

**C<sub>c</sub>**: Resultante de compresiones en el hormigón.

**C<sub>s</sub>**: Resultante de compresiones en el acero.

**T**: Resultante de tracciones en el acero.

**e<sub>cc</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>cs</sub>**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**e<sub>t</sub>**: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

**ε<sub>cmax</sub>**: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

**ε<sub>smax</sub>**: Deformación de la barra de acero más traccionada.

**σ<sub>cmax</sub>**: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

**σ<sub>smax</sub>**: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$C_c : \underline{922.89} \text{ kN}$$

$$C_s : \underline{404.72} \text{ kN}$$

$$T : \underline{22.29} \text{ kN}$$

$$e_{cc,x} : \underline{15.81} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{42.85} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{19.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{85.60} \text{ mm}$$

$$e_T : \underline{-124.50} \text{ mm}$$

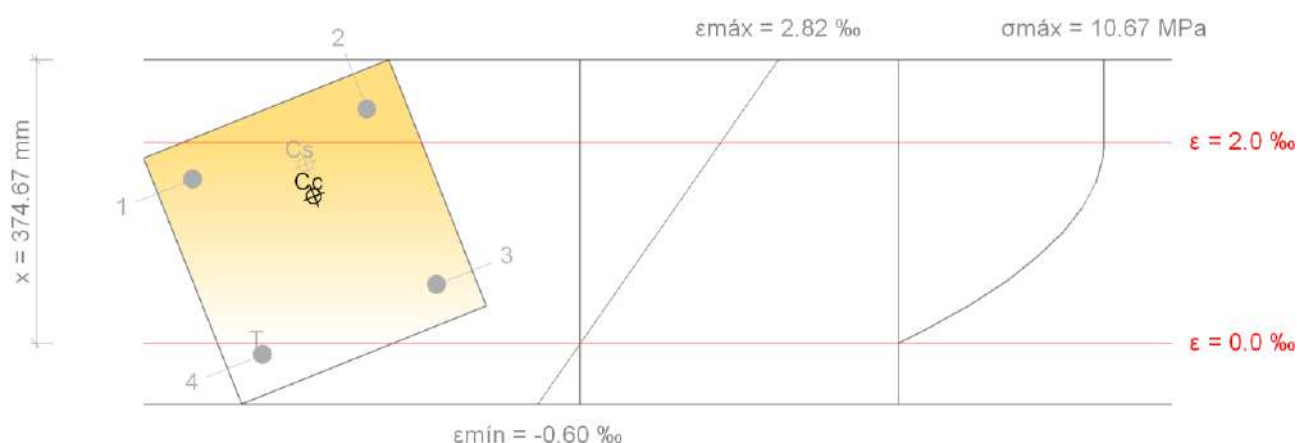
$$\varepsilon_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$\varepsilon_{smax} : \underline{0.0002}$$

$$\sigma_{cmax} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax} : \underline{45.40} \text{ MPa}$$

### Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø25	-124.50	124.50	+326.03	+0.001630
2	Ø25	124.50	124.50	+347.83	+0.002325
3	Ø25	124.50	-124.50	+117.03	+0.000585
4	Ø25	-124.50	-124.50	-21.86	-0.000109

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	884.50	16.48	44.14
Cs	388.23	21.85	87.65
T	10.73	-124.50	-124.50

$$N_{sd} : \underline{1262.00} \text{ kN}$$

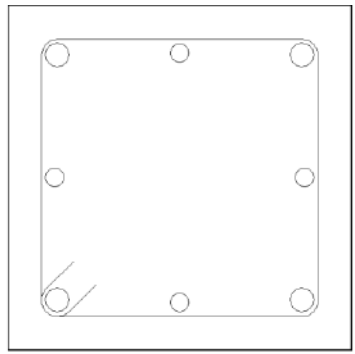
$$M_{sd,x} : \underline{74.41} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{sd,y} : \underline{24.40} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : <u>884.50</u> kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : <u>388.23</u> kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>10.73</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>16.48</u> mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>44.14</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>21.85</u> mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>87.65</u> mm
<b>e<sub>t</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>t</sub></b> : <u>-124.50</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0028</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0001</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>21.86</u> MPa

#### 4.- NIVEL DE PISO (0 - 4 M)

Datos del pilar		
 <p style="text-align: center;">35</p>	Geometría	
	Dimensiones : 35x35 cm	
	Tramo : 0.000/4.000 m	
	Altura libre : 3.40 m	
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm	
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : C16/20	Plano ZX : 3.40 m
	Acero : S-400	Plano ZY : 3.40 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ8	
Cara X : 2Ø20	Separación : 30 cm	
Cara Y : 2Ø20		
Cuantía : 2.63 %		

#### **Disposiciones relativas a las armaduras** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 8.2 y 9.5)

Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura (Artículos 5.3.1(7) y 9.5.1):

$$350 \text{ mm} \leq 1400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**h**: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

**b**: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{350.00} \text{ mm}$$

#### **Armadura longitudinal**

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{\min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$102 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**$s_{\min}$** : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{\min} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

**$\varnothing_{\max}$** : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_{\max} : \underline{25} \text{ mm}$$

257

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.  $d_g$ : 15 mm

Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que 8 mm (Artículo 9.5.2(1)):

**20 mm  $\geq$  8 mm** ✓

Donde:

$\emptyset_{min}$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.  $\emptyset_{min}$ : 20 mm

### Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

**292 mm  $\geq$  20 mm** ✓

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .  $s_{min}$ : 20 mm

$s_1$ : 8 mm

$s_2$ : 20 mm

$s_3$ : 20 mm

Siendo:

$\emptyset_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$\emptyset_{max}$ : 8 mm

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$d_g$ : 15 mm

La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar  $s_{cl,tmax}$  (Artículo 9.5.3(3)):

**300 mm  $\leq$  350 mm** ✓

Donde:

$s_{cl,tmax}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .  $s_{cl,tmax}$ : 350 mm

$s_1$ : 400 mm

$s_2$ : 350 mm

$s_3$ : 400 mm

Siendo:

$\emptyset_{\min}$ : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$\emptyset_{\min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$B_{\min}$ : Dimensión mínima de la sección.

$$B_{\min} : \underline{350} \text{ mm}$$

El diámetro de la armadura transversal no debería ser menor de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales (Artículo 9.5.3(1)):

$$8 \text{ mm} \geq 6.3 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$\emptyset_{\max}$ : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\emptyset_{\max} : \underline{25} \text{ mm}$$

Ninguna barra dentro de la zona de compresión debería estar a más de 150 mm de una barra sujeta (Artículo 9.5.3(6)):

$$125 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$S_{b,\max}$ : Separación máxima entre una barra no sujeta y otra barra sujeta.

$$S_{b,\max} : \underline{125} \text{ mm}$$

### **Armadura mínima y máxima** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.5.2)

El área total de la armadura longitudinal  $A_s$  no debería ser menor que  $A_{s,\min}$  (Artículo 9.5.2(2)):

$$32.20 \text{ cm}^2 \geq 2.45 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{2.45} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

El área de la armadura longitudinal  $A_s$  no debería superar  $A_{s,\max}$  (Artículo 9.5.2(3)):

$$32.20 \text{ cm}^2 \leq 49.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} : \underline{49.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

El área total de la armadura longitudinal  $A'_s$  no debería ser menor que  $A_{s,\min}$  (Artículo 9.5.2(2)):

$$32.20 \text{ cm}^2 \geq 4.82 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{A}'_s: \text{Área total de armadura comprimida.} \quad \mathbf{A}'_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{A}_{s,\min} : \underline{4.82} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$$\mathbf{N}_{Ed}: \text{Esfuerzo axial de compresión de cálculo.} \quad \mathbf{N}_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$
$$\mathbf{f}_{yd}: \text{Límite elástico de la armadura.} \quad \mathbf{f}_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.053} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{V}_{Ed}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad \mathbf{V}_{Ed,x} : \underline{0.79} \text{ kN}$$
$$\mathbf{V}_{Ed,y} : \underline{17.52} \text{ kN}$$
$$\mathbf{V}_{Rd,\max}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.} \quad \mathbf{V}_{Rd,\max} : \underline{333.18} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.187} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{V}_{Ed}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad \mathbf{V}_{Ed,x} : \underline{0.79} \text{ kN}$$
$$\mathbf{V}_{Ed,y} : \underline{17.52} \text{ kN}$$
$$\mathbf{V}_{Rd,c}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.} \quad \mathbf{V}_{Rd,c} : \underline{93.97} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$\mathbf{V}_{Rd,\max} : \underline{333.18} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.56} \text{ MPa}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$z$ : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{237.99} \text{ mm}$$

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{333.18} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.56} \text{ MPa}$$

Donde:

<b>N<sub>Ed</sub></b> : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.	<b>N<sub>Ed</sub></b> : <u>1678.09</u> kN
<b>A'<sub>s</sub></b> : Área total de armadura comprimida.	<b>A'<sub>s</sub></b> : <u>32.20</u> cm <sup>2</sup>
<b>A<sub>c</sub></b> : Área total de la sección de hormigón.	<b>A<sub>c</sub></b> : <u>1225.00</u> cm <sup>2</sup>
<b>f<sub>yd</sub></b> : Resistencia de cálculo de la armadura A' <sub>s</sub> .	<b>f<sub>yd</sub></b> : <u>347.83</u> MPa
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>b<sub>w</sub></b> : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>b<sub>w</sub></b> : <u>350.00</u> mm
<b>z</b> : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5	<b>z</b> : <u>237.99</u> mm
<b>v<sub>1</sub></b> : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	<b>v<sub>1</sub></b> : <u>0.600</u>
<b>α</b> : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.	<b>α</b> : <u>90.0</u> grados
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	<b>θ</b> : <u>45.0</u> grados

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

#### **Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección X:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$\mathbf{V_{Rd,c}} : \underline{93.97} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$\mathbf{V_{Rd,c}} : \underline{61.74} \text{ kN}$$

Donde:

$$\mathbf{C_{Rd,c}} : \underline{0.120}$$

Siendo:

**γ<sub>c</sub>**: Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\mathbf{\gamma_c} : \underline{1.500}$$

$$\mathbf{k} : \underline{1.878}$$

$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.020}$$

Siendo:

$A_{sl}$ : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud  $\geq (l_{bd}+d)$  más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{19.24} \text{ cm}^2$$

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.13} \text{ MPa}$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$d$ : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{259.26} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.36} \text{ MPa}$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia a cortante de cálculo en piezas sin armadura de cortante, obtenida de acuerdo con (Artículo 6.2.2(1)):

$$V_{Rd,c} : \underline{93.97} \text{ kN}$$

con un valor mínimo de:

$$V_{Rd,c} : \underline{61.74} \text{ kN}$$

Donde:

$$C_{Rd,c} : \underline{0.120}$$

Siendo:

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.500}$$

$$k : \underline{1.878}$$

$\rho_l$ : Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.

$$\rho_l : \underline{0.020}$$

Siendo:

$A_{sl}$ : Área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud  $\geq (l_{bd}+d)$  más allá de la sección analizada. Artículo 6.2.2(1), Figura 6.3

$$A_{sl} : \underline{19.24} \text{ cm}^2$$

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión.

$$\sigma_{cp} : \underline{2.13} \text{ MPa}$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión.

$$b_w : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$d$ : Canto útil de la sección en mm referido a la armadura longitudinal de flexión.

$$d : \underline{259.26} \text{ mm}$$

$$V_{min} : \underline{0.36} \text{ MPa}$$

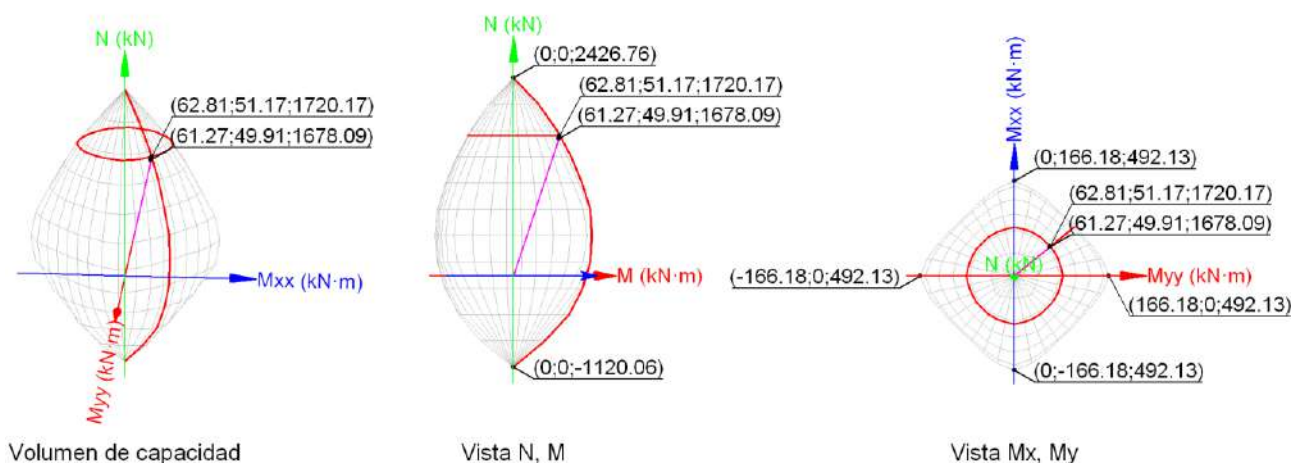
**Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.819} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.976} \checkmark$$



### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$N_{Ed} : \frac{1678.09}{\quad} \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} : \frac{22.20}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \frac{33.56}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$N_{Rd} : \frac{2048.15}{\quad} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \frac{27.10}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \frac{40.96}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_{e,x} : \frac{20.00}{\quad} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \frac{13.23}{\quad} \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades  $e_{0,x}$  y  $e_{0,y}$  son inferiores a la mínima.

Donde:

**En el eje x:**

$$e_{min} : \frac{20.00}{\quad} \text{ mm}$$

**h**: Canto de la sección en el plano de flexión considerado. **h** : 350.00 mm

**e<sub>0</sub>** : 13.23 mm

Donde:

**M<sub>d</sub>**: Momento de cálculo de primer orden. **M<sub>d</sub>** : 22.20 kN·m

**N<sub>d</sub>**: Esfuerzo normal de cálculo. **N<sub>d</sub>** : 1678.09 kN

**En el eje y:**

**e<sub>min</sub>** : 20.00 mm

**h**: Canto de la sección en el plano de flexión considerado. **h** : 350.00 mm

**e<sub>0</sub>** : 0.98 mm

Donde:

**M<sub>d</sub>**: Momento de cálculo de primer orden. **M<sub>d</sub>** : 1.64 kN·m

**N<sub>d</sub>**: Esfuerzo normal de cálculo. **N<sub>d</sub>** : 1678.09 kN

### Comprobación del estado limite de inestabilidad ( $\eta_2$ )

$N_{Sd}, M_{Sd}$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

**N<sub>Sd</sub>**: Axil solicitante de cálculo pésimo. **N<sub>Sd</sub>** : 1678.09 kN

**M<sub>Sd,x</sub>**: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **M<sub>Sd,x</sub>** : 49.91 kN·m

**M<sub>Sd,y</sub>** : 61.27 kN·m

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

**N<sub>Rd</sub>**: Axil de agotamiento. **N<sub>Rd</sub>** : 1720.17 kN

**M<sub>Rd,x</sub>**: Momentos de agotamiento. **M<sub>Rd,x</sub>** : 51.17 kN·m

**M<sub>Rd,y</sub>** : 62.81 kN·m

**En el eje x:**

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

**λ** : 33.65

Donde:

**l<sub>0</sub>**: Longitud de pandeo **l<sub>0</sub>** : 3.400 m

**i<sub>c</sub>**: Radio de giro de la sección de hormigón. **i<sub>c</sub>** : 10.10 cm

**A<sub>c</sub>**: Área total de la sección de hormigón. **A<sub>c</sub>** : 1225.00 cm<sup>2</sup>

**I**: Inercia. **I** : 125052.08 cm<sup>4</sup>

$$\lambda_{inf} : \underline{15.08}$$

Donde:

$$\mathbf{A} : \underline{0.74}$$

Siendo:

$\phi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$\mathbf{B} : \underline{1.65}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.86}$$

Donde:

$\mathbf{A}_s$ : Área total de refuerzo longitudinal.

$$\mathbf{A}_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$\mathbf{A}_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$\mathbf{A}_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{1.28}$$

Siendo:

$\mathbf{N}_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$\mathbf{N}_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$\mathbf{N}_{Sd} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

$$\mathbf{M}_{Sd} : \underline{49.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{e}_{tot} : \underline{29.74} \text{ mm}$$

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_e : \underline{13.23} \text{ mm}$$

$e_i$ : Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.

$$e_i : \underline{8.50} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

$\theta_0$ : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

$l$ : Altura

$$l : \underline{3.400} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

$e_2$ : Flecha, según 5.8.8.

$$e_2 : \underline{8.01} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

$c$ : Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

$1/r$ : Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0068} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$K_r$ : Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{0.393}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.86}$$

$$\omega : \underline{0.86}$$

$$n : \underline{1.28}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

$K_{\phi}$ : Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_{\phi} : \underline{1.360}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.206}$$

$\phi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0128} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

$$d : \underline{302} \text{ mm}$$

#### En el eje y:

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{33.65}$$

Donde:

**l<sub>0</sub>**: Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

**i<sub>c</sub>**: Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{10.10} \text{ cm}$$

**A<sub>c</sub>**: Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

**I**: Inercia.

$$I : \underline{125052.08} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{15.08}$$

Donde:

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

$\phi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.65}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.86}$$

Donde:

$$\mathbf{A_s}: \text{Área total de refuerzo longitudinal.} \quad \mathbf{A_s} : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_c}: \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad \mathbf{A_c} : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{f_{yd}}: \text{Límite elástico de la armadura.} \quad \mathbf{f_{yd}} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{f_{cd}}: \text{Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.} \quad \mathbf{f_{cd}} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{C} : \underline{0.70}$$

$$\mathbf{n} : \underline{1.28}$$

Siendo:

$$\mathbf{N_{Ed}}: \text{Esfuerzo axial de compresión de cálculo.} \quad \mathbf{N_{Ed}} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$\mathbf{N_{Sd}} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

$$\mathbf{M_{Sd}} : \underline{61.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{e_{tot}} : \underline{36.51} \text{ mm}$$

Siendo:

$$\mathbf{e_e}: \text{Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima } e_{\min} \text{ según el artículo 6.1(4).} \quad \mathbf{e_e} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{e_i}: \text{Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.} \quad \mathbf{e_i} : \underline{8.50} \text{ mm}$$

Donde:

$$\mathbf{l_0}: \text{Longitud de pandeo} \quad \mathbf{l_0} : \underline{3.400} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

$$\theta_0: \text{Valor básico (1/200).} \quad \theta_0 : \underline{0.0050}$$

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

**l**: Altura

$$l : \underline{3.400} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

**e<sub>z</sub>**: Flecha, según 5.8.8.

$$e_z : \underline{8.01} \text{ mm}$$

Donde:

**l<sub>0</sub>**: Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

**c**: Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

**1/r**: Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0068} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

**K<sub>r</sub>**: Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{0.393}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.86}$$

$$\omega : \underline{0.86}$$

$$n : \underline{1.28}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

**K<sub>φ</sub>**: Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_\phi : \underline{1.360}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.206}$$

**φ<sub>ef</sub>**: Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0128} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

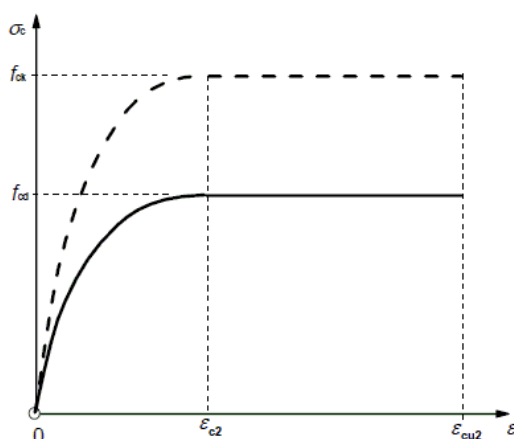
$$\mathbf{d} : \underline{302} \text{ mm}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- (a) El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- (b) Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- (c) Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- (d) Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f_{cd}} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

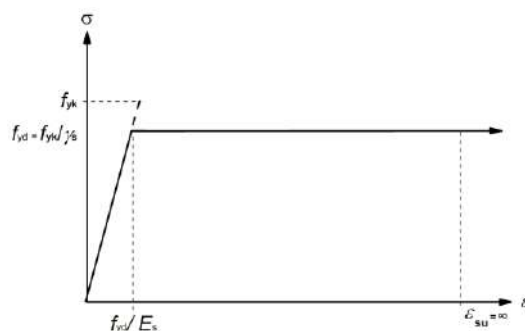
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f_{ck}} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- (e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su} : 0.0100$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd} : 347.83 \text{ MPa}$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

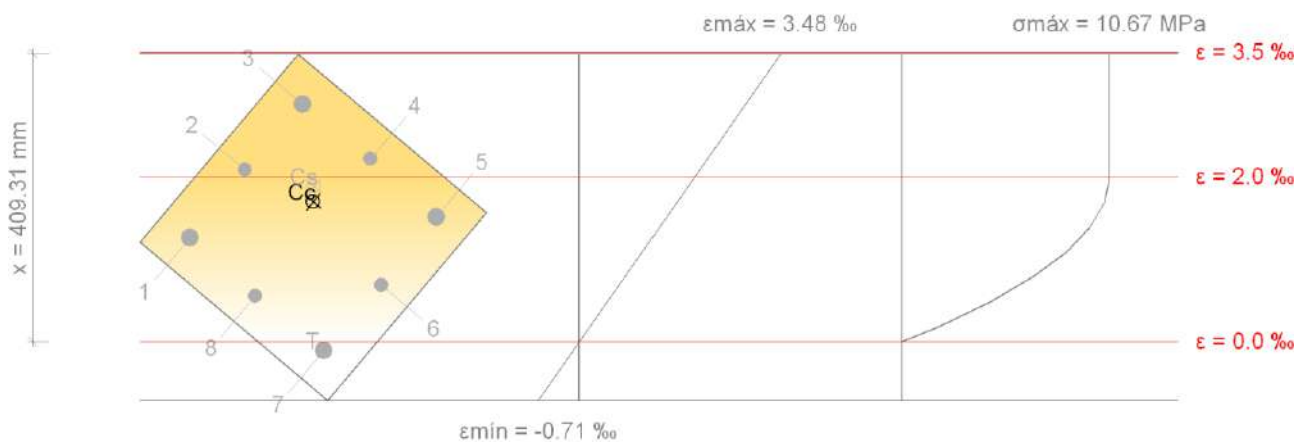
$f_{yk} : 400.00 \text{ MPa}$

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s : 1.15$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø25	-124.50	124.50	+251.37	+0.001257
2	Ø20	0.00	127.00	+347.83	+0.002081
3	Ø25	124.50	124.50	+347.83	+0.002877
4	Ø20	127.00	0.00	+347.83	+0.002211
5	Ø25	124.50	-124.50	+302.43	+0.001512
6	Ø20	0.00	-127.00	+137.66	+0.000688
7	Ø25	-124.50	-124.50	-21.62	-0.000108

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
8	Ø20	-127.00	0.00	+111.62	+0.000558

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	991.33	27.93	23.53
Cs	739.45	45.71	35.87
T	10.61	-124.50	-124.50

$$N_{Rd} : \underline{1720.17} \text{ kN}$$

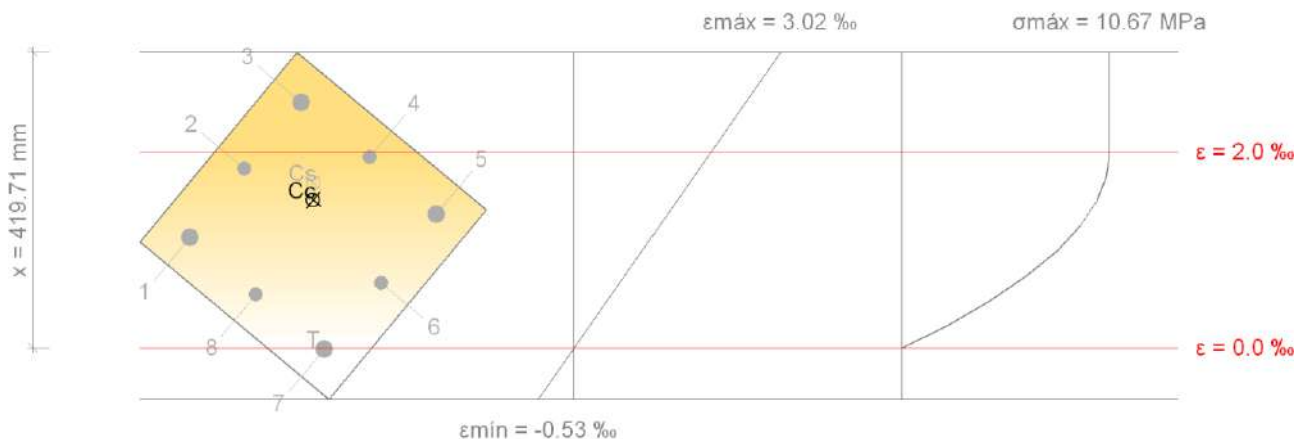
$$M_{Rd,x} : \underline{51.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{62.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : <u>991.33</u> kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : <u>739.45</u> kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>10.61</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>27.93</u> mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>23.53</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>45.71</u> mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>35.87</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T</sub></b> : <u>-124.50</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0035</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0001</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>21.62</u> MPa

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø25	-124.50	124.50	+226.28	+0.001131
2	Ø20	0.00	127.00	+347.83	+0.001833
3	Ø25	124.50	124.50	+347.83	+0.002511
4	Ø20	127.00	0.00	+347.83	+0.001951
5	Ø25	124.50	-124.50	+272.89	+0.001364
6	Ø20	0.00	-127.00	+132.66	+0.000663
7	Ø25	-124.50	-124.50	-2.96	-0.000015
8	Ø20	-127.00	0.00	+108.89	+0.000544

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	969.34	28.32	23.46
Cs	710.21	47.37	38.01
T	1.46	-124.50	-124.50

$N_{sd} : 1678.09 \text{ kN}$

$M_{sd,x} : 49.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{sd,y} : 61.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

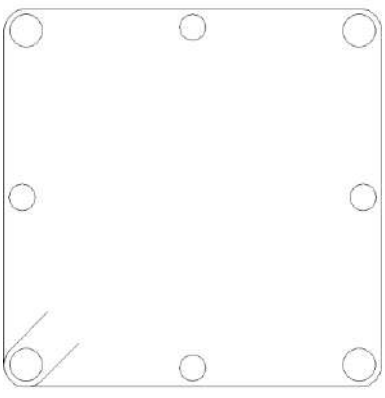
$C_c : 969.34 \text{ kN}$

$C_s : 710.21 \text{ kN}$

---

<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>1.46</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>28.32</u> mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>23.46</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>47.37</u> mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>38.01</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T</sub></b> : <u>-124.50</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0030</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0000</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>2.96</u> MPa

## 5.- FUNDACIÓN

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 35x35 cm
	Tramo : -1.086/0.000 m
	Altura libre : 0.00 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : C16/20	Plano ZX : 3.40 m
Acero : S-400	Plano ZY : 3.40 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø25	Estribos : 1eØ8
Cara X : 2Ø20	
Cara Y : 2Ø20	
Cuantía : 2.63 %	

### **Disposiciones relativas a las armaduras** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 8.2 y 9.5)

La comprobación no procede

### **Armadura mínima y máxima** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.5.2)

La comprobación no procede

### **Estado límite de agotamiento frente a cortante** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.053} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{Ed,x} : \underline{0.79} \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} : \underline{17.52} \text{ kN}$$

$V_{Rd,max}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

$$V_{Rd,max} : \underline{333.18} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones  $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$ .

#### **Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección X:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{333.18} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.56} \text{ MPa}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$z$ : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{237.99} \text{ mm}$$

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{333.18} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.250}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{4.56} \text{ MPa}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$z$ : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{237.99} \text{ mm}$$

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

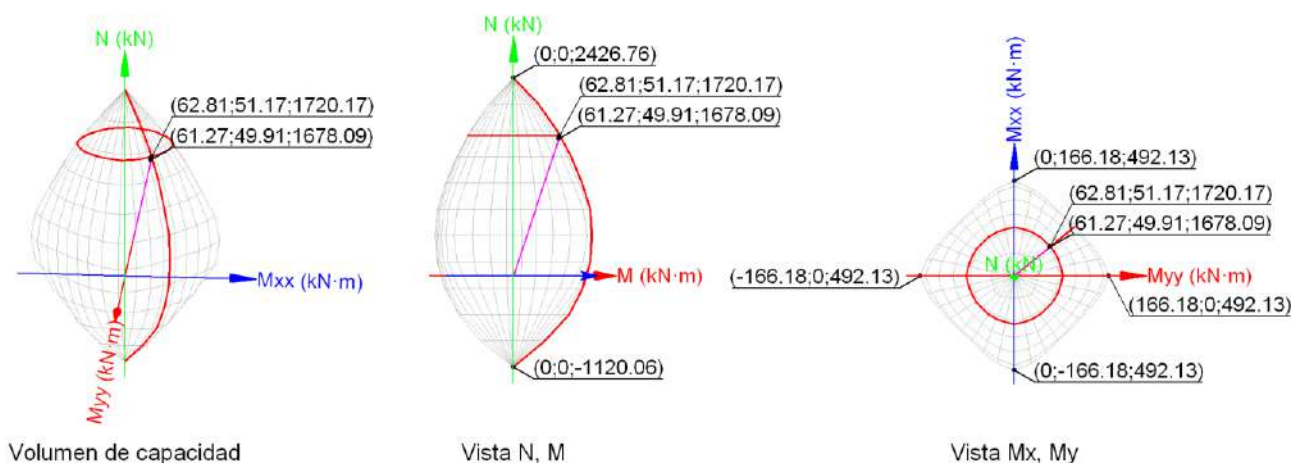
#### **Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones  $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot Qa$ .

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.819} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.976} \checkmark$$



### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{Ed} : 1678.09 \text{ kN}$$

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{Ed,x} : 22.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : 33.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : 2048.15 \text{ kN}$$

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : 27.10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : 40.96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_{e,x} : 20.00 \text{ mm}$$

En este caso, las excentricidades  $e_{0,x}$  y  $e_{0,y}$  son inferiores a la mínima.

$$e_{e,y} : 13.23 \text{ mm}$$

Donde:

**En el eje x:**

$$e_{min} : 20.00 \text{ mm}$$

**h:** Canto de la sección  
en el plano de flexión  
considerado.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{13.23} \text{ mm}$$

Donde:

**M<sub>d</sub>:** Momento de  
cálculo de primer  
orden.

$$M_d : \underline{22.20} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**N<sub>d</sub>:** Esfuerzo normal de  
cálculo.

$$N_d : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

**En el eje y:**

$$e_{\min} : \underline{20.00} \text{ mm}$$

**h:** Canto de la sección  
en el plano de flexión  
considerado.

$$h : \underline{350.00} \text{ mm}$$

$$e_0 : \underline{0.98} \text{ mm}$$

Donde:

**M<sub>d</sub>:** Momento de  
cálculo de primer  
orden.

$$M_d : \underline{1.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**N<sub>d</sub>:** Esfuerzo normal de  
cálculo.

$$N_d : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

### Comprobación del estado limite de inestabilidad ( $\eta_2$ )

$N_{Sd}, M_{Sd}$  esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

**N<sub>Sd</sub>:** Axil solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{Sd} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

**M<sub>Sd</sub>:** Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Sd,x} : \underline{49.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{61.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

**N<sub>Rd</sub>:** Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{1720.17} \text{ kN}$$

**M<sub>Rd</sub>:** Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : \underline{51.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{62.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**En el eje x:**

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{33.65}$$

Donde:

$I_0$ : Longitud de pandeo	$I_0$ : <u>3.400</u> m
$i_c$ : Radio de giro de la sección de hormigón.	$i_c$ : <u>10.10</u> cm
$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.	$A_c$ : <u>1225.00</u> cm <sup>2</sup>
$I$ : Inercia.	$I$ : <u>125052.08</u> cm <sup>4</sup>

$$\lambda_{inf} : \underline{15.08}$$

Donde:

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

$$\varphi_{ef} : \text{Coeficiente de fluencia eficaz.} \quad \varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.65}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.86}$$

Donde:

$$A_s : \text{Área total de refuerzo longitudinal.} \quad A_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$$A_c : \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : \text{Límite elástico de la armadura.} \quad f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$$f_{cd} : \text{Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.} \quad f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{1.28}$$

Siendo:

$$N_{Ed} : \text{Esfuerzo axial de compresión de cálculo.} \quad N_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$N_{sd} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

282

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

$$M_{Sd} : \underline{49.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$e_{tot} : \underline{29.74} \text{ mm}$$

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_e : \underline{13.23} \text{ mm}$$

$e_i$ : Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.

$$e_i : \underline{8.50} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

Siendo:

$\theta_0$ : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

$l$ : Altura

$$l : \underline{3.400} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

$e_2$ : Flecha, según 5.8.8.

$$e_2 : \underline{8.01} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

$c$ : Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

$1/r$ : Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0068} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$K_r$ : Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{0.393}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.86}$$

$$\omega : \underline{0.86}$$

$$n : \underline{1.28}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

$K_{\varphi}$ : Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_{\varphi} : \underline{1.360}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.206}$$

$\varphi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0128} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

$d$ : Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

$$d : \underline{302} \text{ mm}$$

### En el eje y:

Los efectos de segundo orden no se pueden despreciar, ya que la esbeltez mecánica del soporte  $\lambda$  es mayor que la esbeltez límite inferior  $\lambda_{lim}$  indicada en 43.1.2.

$$\lambda : \underline{33.65}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

$i_c$ : Radio de giro de la sección de hormigón.

$$i_c : \underline{10.10} \text{ cm}$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$I$ : Inercia.

$$I : \underline{125052.08} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{inf} : \underline{15.08}$$

Donde:

$$A : \underline{0.74}$$

Siendo:

$\varphi_{ef}$ : Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\varphi_{ef} : \underline{1.8}$$

$$B : \underline{1.65}$$

Siendo:

$$\omega : \underline{0.86}$$

Donde:

$A_s$ : Área total de refuerzo longitudinal.

$$A_s : \underline{32.20} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1225.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$$C : \underline{0.70}$$

$$n : \underline{1.28}$$

Siendo:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

La comprobación del estado límite de inestabilidad se realiza según los criterios del artículo 5.8.8, sumando a la excentricidad de primer orden una excentricidad que representa las imperfecciones geométricas y otra excentricidad que representa los efectos de segundo orden, según se detalla a continuación:

$$N_{Sd} : \underline{1678.09} \text{ kN}$$

$$M_{Sd} : \underline{61.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$e_{tot} : \underline{36.51} \text{ mm}$$

Siendo:

$e_e$ : Excentricidad de primer orden. Se calcula teniendo en cuenta la excentricidad mínima  $e_{min}$  según el artículo 6.1(4).

$$e_e : \underline{20.00} \text{ mm}$$

$e_i$ : Excentricidad adicional para considerar el efecto de las imperfecciones geométricas, según 5.2.

$$e_i : \underline{8.50} \text{ mm}$$

Donde:

$l_0$ : Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

$$\theta_i : \underline{0.0050}$$

Siendo:

$\theta_0$ : Valor básico (1/200).

$$\theta_0 : \underline{0.0050}$$

$\alpha_h$ : Coeficiente de reducción para la altura.

$$\alpha_h : \underline{1.0000}$$

**I**: Altura

$$I : \underline{3.400} \text{ m}$$

$\alpha_m$ : Coeficiente de reducción por número de elementos.

$$\alpha_m : \underline{1.0000}$$

**e<sub>2</sub>**: Flecha, según 5.8.8.

$$e_2 : \underline{8.01} \text{ mm}$$

Donde:

**l<sub>0</sub>**: Longitud de pandeo

$$l_0 : \underline{3.400} \text{ m}$$

**c**: Coeficiente que depende de la distribución de curvatura ( $\pi^2$ ).

$$c : \underline{9.870}$$

**1/r**: Curvatura.

$$1/r : \underline{0.0068} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

**K<sub>r</sub>**: Coeficiente de corrección que depende de la carga axil.

$$K_r : \underline{0.393}$$

Donde:

$$n_u : \underline{1.86}$$

$$\omega : \underline{0.86}$$

$$n : \underline{1.28}$$

$$n_{bal} : \underline{0.40}$$

**K<sub>φ</sub>**: Coeficiente para tener en cuenta la fluencia.

$$K_\phi : \underline{1.360}$$

Donde:

$$\beta : \underline{0.206}$$

**φ<sub>ef</sub>**: Coeficiente de fluencia eficaz.

$$\phi_{ef} : \underline{1.750}$$

$$1/r_0 : \underline{0.0128} \text{ m}^{-1}$$

Donde:

$$\varepsilon_{yd} : \underline{0.00174}$$

**d**: Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura más traccionada.

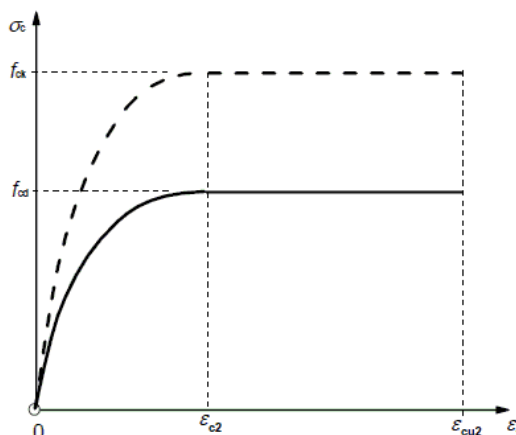
$$d : \underline{302} \text{ mm}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

287

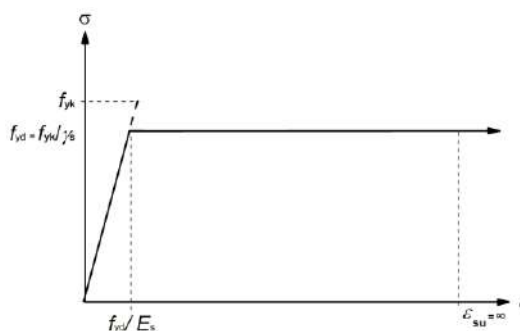
Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$\gamma_c : \underline{1.5}$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en:  
Artículo 3.2, Figura 3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd} : \underline{347.83}$  MPa

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

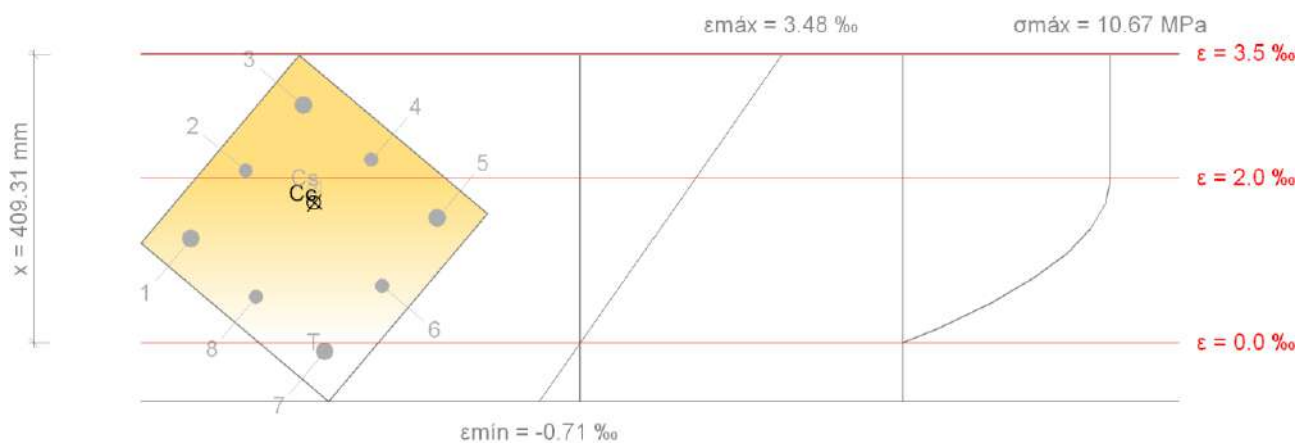
$f_{yk} : \underline{400.00}$  MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s : \underline{1.15}$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones  
generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas  
excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø25	-124.50	124.50	+251.37	+0.001257
2	Ø20	0.00	127.00	+347.83	+0.002081
3	Ø25	124.50	124.50	+347.83	+0.002877
4	Ø20	127.00	0.00	+347.83	+0.002211

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
5	Ø25	124.50	-124.50	+302.43	+0.001512
6	Ø20	0.00	-127.00	+137.66	+0.000688
7	Ø25	-124.50	-124.50	-21.62	-0.000108
8	Ø20	-127.00	0.00	+111.62	+0.000558

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	991.33	27.93	23.53
Cs	739.45	45.71	35.87
T	10.61	-124.50	-124.50

$$N_{Rd} : \underline{1720.17} \text{ kN}$$

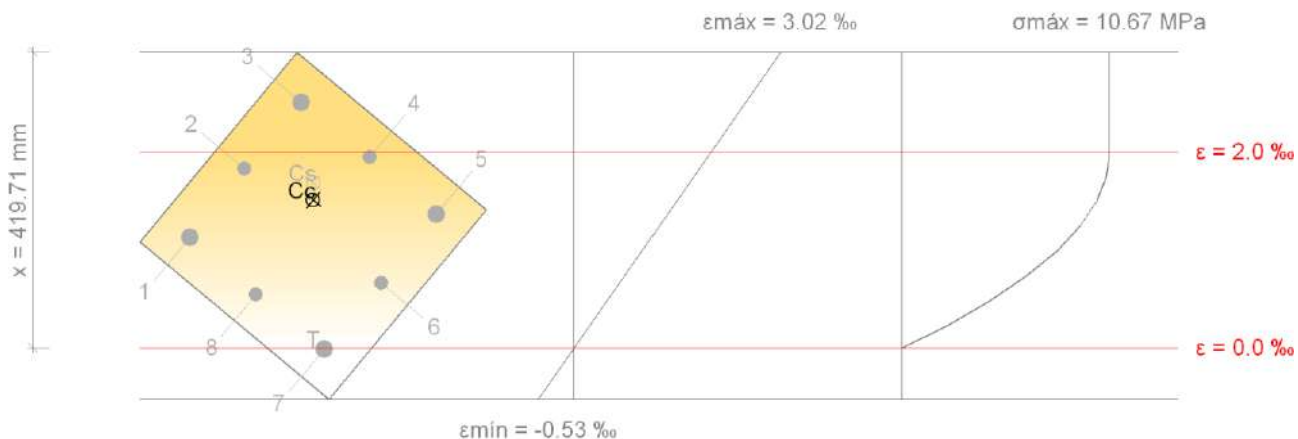
$$M_{Rd,x} : \underline{51.17} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{62.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : <u>991.33</u> kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : <u>739.45</u> kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>10.61</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>27.93</u> mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>23.53</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>45.71</u> mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>35.87</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T</sub></b> : <u>-124.50</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0035</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0001</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>21.62</u> MPa

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø25	-124.50	124.50	+226.28	+0.001131
2	Ø20	0.00	127.00	+347.83	+0.001833
3	Ø25	124.50	124.50	+347.83	+0.002511
4	Ø20	127.00	0.00	+347.83	+0.001951
5	Ø25	124.50	-124.50	+272.89	+0.001364
6	Ø20	0.00	-127.00	+132.66	+0.000663
7	Ø25	-124.50	-124.50	-2.96	-0.000015
8	Ø20	-127.00	0.00	+108.89	+0.000544

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	969.34	28.32	23.46
Cs	710.21	47.37	38.01
T	1.46	-124.50	-124.50

$N_{sd} : 1678.09 \text{ kN}$

$M_{sd,x} : 49.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{sd,y} : 61.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.

$C_c : 969.34 \text{ kN}$

$C_s : 710.21 \text{ kN}$

<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>1.46</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>28.32</u> mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>23.46</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>47.37</u> mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>38.01</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T</sub></b> : <u>-124.50</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0030</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0000</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>2.96</u> MPa

## ANEXO 6 – MEMORIA DE CÁLCULO – VERIFICACIÓN DE VIGA CONTINUA 25X60

### ÍNDICE

- 1.- DESCRIPCIÓN
- 2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES
- 3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA
- 4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN
- 5.- COMPROBACIONES DE FLECHA

#### 1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría

Datos de la viga	
	Dimensiones : 25x60
	Luz libre : 7.8 m
	Recubrimiento superior geométrico : 2.0 cm
	Recubrimiento inferior geométrico : 2.0 cm
	Recubrimiento lateral geométrico : 2.0 cm
Materiales	
	Hormigón : C16/20
	Armadura longitudinal : S-400
	Armadura transversal : S-400

## 2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (EUROCÓDIGO 2 EN 1992-1-1:2004/AC:2008)														Estado
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xst</sub>	TV <sub>yst</sub>	T,Disp. <sub>sl</sub>	T,Disp. <sub>st</sub>	
P19 - P26	Cumple	Cumple	'7.275 m' $\eta = 63.7$	'3.300 m' $\eta = 90.7$	'7.675 m' $\eta = 20.1$	'7.175 m' $\eta = 27.4$	'0.925 m' $\eta = 10.2$	'3.175 m' $\eta = 93.8$	N.P. <sup>(1)</sup>	'7.843 m' $\eta = 49.3$	N.P. <sup>(1)</sup>	'7.275 m' Cumple	'0.568 m' Cumple	'0.568 m' Cumple	<b>CUMPLE</b> $\eta = 93.8$
<p>Notación:</p> <p>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras</p> <p>Arm.: Armadura mínima y máxima</p> <p>Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)</p> <p>N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)</p> <p>T<sub>c</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.</p> <p>T<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.</p> <p>T<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.</p> <p>TNM<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.</p> <p>TV<sub>x</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua</p> <p>TV<sub>y</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua</p> <p>TV<sub>xst</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.</p> <p>TV<sub>yst</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.</p> <p>T,Disp.<sub>sl</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.</p> <p>T,Disp.<sub>st</sub>: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p><math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p>															
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p><sup>(1)</sup> No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>															

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (EUROCÓDIGO 2 EN 1992-1-1:2004/AC:2008)						Estado
	W <sub>k,C,sup.</sub>	W <sub>k,C,Lat.Der.</sub>	W <sub>k,C,inf.</sub>	W <sub>k,C,Lat.Izq.</sub>	$\sigma_{sr}$	V <sub>fis</sub>	
P19 - P26	x: 0 m Cumple	x: 3.425 m Cumple	x: 3.425 m Cumple	x: 3.425 m Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	<b>CUMPLE</b>
<p>Notación:</p> <p>W<sub>k,C,sup.</sub>: Cálculo del ancho de fisura: Cara superior</p> <p>W<sub>k,C,Lat.Der.</sub>: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha</p> <p>W<sub>k,C,inf.</sub>: Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior</p> <p>W<sub>k,C,Lat.Izq.</sub>: Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda</p> <p><math>\sigma_{sr}</math>: Área mínima de armadura</p> <p>V<sub>fis</sub>: Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p><math>\eta</math>: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p>							

Viga	<b>A plazo infinito (Cuasipermanente)</b> $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	<b>Activa (Cuasipermanente)</b> $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/500$	Estado
P19 - P26	$f_{T,max}$ : 16.44 mm $f_{T,lim}$ : 31.37 mm	$f_{A,max}$ : 12.91 mm $f_{A,lim}$ : 15.69 mm	<b>CUMPLE</b>

### 3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

P19 - P26 (P19 - 1.550 m, Negativos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.3, 8.2 y 9.5)

#### Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$30 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\emptyset_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$\emptyset_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales se deberían disponer con una separación no mayor de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)):

$$264 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$s_b : \underline{264} \text{ mm}$$

#### Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$140 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$s_{min}$  : 20 mm

$s_1$  : 10 mm

$s_2$  : 20 mm

$s_3$  : 20 mm

Siendo:

$\emptyset_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$\emptyset_{max}$  : 10 mm

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$d_g$  : 15 mm

### **Armadura mínima y máxima** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

No se debería disponer un área de armadura longitudinal de tracción menor que  $A_{s,min}$  (Artículo 9.2.1.1(1)):

$$8.99 \text{ cm}^2 \geq 1.82 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{s,min}$  : 1.82 cm<sup>2</sup>

Siendo:

$b_t$ : Anchura media de la zona de tensión.

$b_t$  : 250.00 mm

$d$ : Canto útil de la sección.

$d$  : 561.38 mm

Las áreas de armadura de tracción o de compresión no deberían ser mayores que  $A_{s,max}$ , excepto en zonas de solape (Artículo 9.2.1.1(3)):

$$13.01 \text{ cm}^2 \leq 60.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{s,max}$  : 60.00 cm<sup>2</sup>

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$A_c$  : 1500.00 cm<sup>2</sup>

Flexión negativa alrededor del eje x:

No se debería disponer un área de armadura longitudinal de tracción menor que  $A_{s,min}$  (Artículo 9.2.1.1(1)):

$$8.25 \text{ cm}^2 \geq 1.74 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_s: \text{Área total de la armadura de tracción.} \quad A_s : \underline{8.25} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{1.74} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$$f_{yk}: \text{Límite elástico de la armadura pasiva.} \quad f_{yk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$$f_{ctm}: \text{Resistencia media a tracción.} \quad f_{ctm} : \underline{1.90} \text{ MPa}$$

Siendo:

$$f_{ck}: \text{[MPa] Resistencia característica a compresión del hormigón.} \quad f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$$b_t: \text{Anchura media de la zona de tensión.} \quad b_t : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$$d: \text{Canto útil de la sección.} \quad d : \underline{561.38} \text{ mm}$$

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.250} \quad \checkmark$$

Donde:

$$V_{Ed,y}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad V_{Ed,y} : \underline{101.01} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,\max,Vy}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.} \quad V_{Rd,\max,Vy} : \underline{404.19} \text{ kN}$$

$$\eta : \underline{0.597} \quad \checkmark$$

Donde:

$$V_{Ed,y}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad V_{Ed,y} : \underline{101.01} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,Vy}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.} \quad V_{Rd,c,Vy} : \underline{169.31} \text{ kN}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.568 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

### **Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,max} : \underline{404.19} \text{ kN}$$

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.93} \text{ MPa}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.02} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$z$ : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{505.24} \text{ mm}$$

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.568 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

### **Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} : \underline{169.31} \text{ kN}$$

Donde:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

**s**: Separación entre estribos.

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

**z**: Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$z : \underline{50.52} \text{ cm}$$

$$f_{ywd} : \underline{320.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

**f<sub>ywk</sub>**: Valor de cálculo del límite elástico de la armadura de cortante.

$$f_{ywk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### **Separación de las armaduras transversales**

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo 9.2.2(6)):

$$150 \text{ mm} \leq 421 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

$$s_{l,max} : \underline{421} \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{561.38} \text{ mm}$$

**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo 9.2.2(8)

$$200 \text{ mm} \leq 421 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$$S_{t,max} : \underline{421} \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{561.38} \text{ mm}$$

### Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$0.0042 \geq 0.0008 \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debería ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo 9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w : \underline{0.0042}$$

Siendo:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

**s**: Separación entre estribos.

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

**b<sub>w</sub>**: Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

**f<sub>ck</sub>**: Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

**f<sub>yk</sub>**: Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

### **Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'P19', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.767} \quad \checkmark$$

### Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{Ed,x} : \underline{-114.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : \underline{-149.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

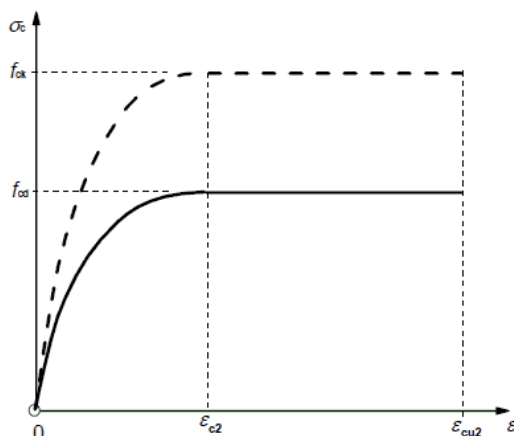
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

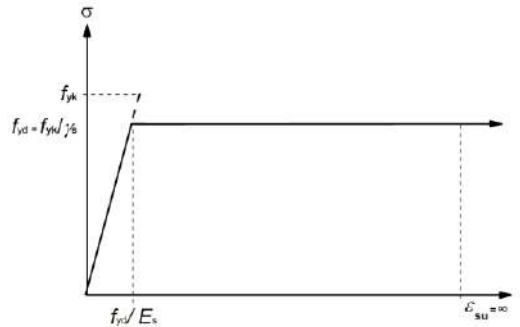
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

(e) Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



$\epsilon_{su}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

$$\epsilon_{su} : \underline{0.0100}$$

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

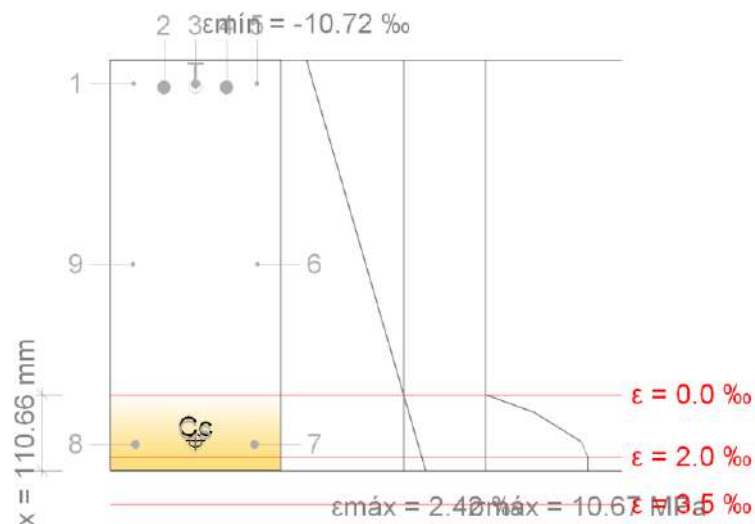
$$f_{yk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø10	-90.00	265.00	-347.83	-0.009950
2	Ø20	-45.50	260.00	-347.83	-0.009841
3	Ø12	0.00	264.00	-347.83	-0.009928
4	Ø20	45.50	260.00	-347.83	-0.009841
5	Ø10	90.00	265.00	-347.83	-0.009950
6	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.004179
7	Ø16	87.00	-262.00	+318.25	+0.001591
8	Ø16	-87.00	-262.00	+318.25	+0.001591
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.004179

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	213.92	0.00	-257.00
Cs	73.13	0.00	-262.00
T	287.04	0.00	261.06

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

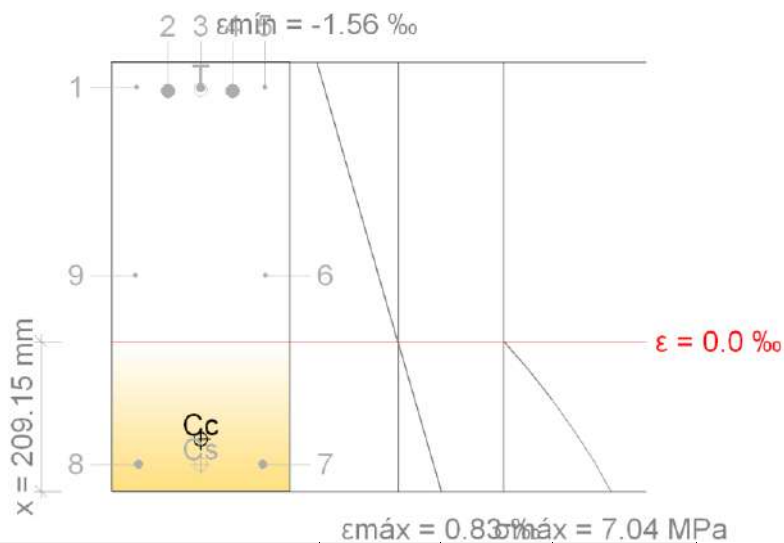
$$M_{Rd,x} : \underline{-149.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : <u>213.92</u> kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : <u>73.13</u> kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>287.04</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>-257.00</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>-262.00</u> mm
<b>e<sub>t</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>t,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>t,y</sub></b> : <u>261.06</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0024</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0099</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>347.83</u> MPa

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø10	-90.00	265.00	-283.90	-0.001420
2	Ø20	-45.50	260.00	-279.91	-0.001400
3	Ø12	0.00	264.00	-283.10	-0.001416
4	Ø20	45.50	260.00	-279.91	-0.001400
5	Ø10	90.00	265.00	-283.90	-0.001420
6	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000368
7	Ø16	87.00	-262.00	+136.55	+0.000683
8	Ø16	-87.00	-262.00	+136.55	+0.000683
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000368

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	200.32	0.00	-227.47
Cs	31.38	0.00	-262.00
T	231.69	0.00	261.07

$N_{Ed}$  : 0.00 kN

$M_{Ed,x}$  : -114.27 kN·m

$M_{Ed,y}$  : 0.00 kN·m

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.

$C_c$  : 200.32 kN

<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : <u>31.38</u> kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>231.69</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>-227.47</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>-262.00</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>T,y</sub></b> : <u>261.07</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0008</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0014</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>7.04</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>283.90</u> MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 : \underline{0.191} \quad \checkmark$$

Donde:

<b>T<sub>Ed</sub></b> : Momento torsor de cálculo.	<b>T<sub>Ed</sub></b> : <u>8.92</u> kN·m
<b>T<sub>Rd,max</sub></b> : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	<b>T<sub>Rd,max</sub></b> : <u>46.75</u> kN·m

Resistencia a torsión de cálculo conforme a (Artículo 6.3.2(4)):

Donde:

<b>v</b> : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	<b>v</b> : <u>0.60</u>
<b>α<sub>cw</sub></b> : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.	<b>α<sub>cw</sub></b> : <u>1.00</u>
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> : <u>11</u> MPa
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	<b>θ</b> : <u>45.0</u> grados
<b>A<sub>k</sub></b> : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).	<b>A<sub>k</sub></b> : <u>827.85</u> cm <sup>2</sup>
<b>t<sub>ef,i</sub></b> : Es el espesor eficaz de la pared, (Artículo 6.3.2(1)):	<b>t<sub>ef,i</sub></b> : <u>88.24</u> mm

**A:** Es el área total de la sección transversal dentro del perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas internas.

$$A : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

**u:** Es el perímetro externo de la sección transversal.

$$u : \underline{1700.00} \text{ mm}$$

**c:** Distancia entre el borde y el centro de la armadura longitudinal.

$$c : \underline{37.60} \text{ mm}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.568 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_s : \underline{0.264} \checkmark$$

Donde:

**T<sub>Ed</sub>**: Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{7.96} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**T<sub>Rd,s</sub>**: Máximo torsor que pueden resistir las armaduras transversales.

$$T_{Rd,s} : \underline{30.15} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras transversales viene dado por:

Donde:

**A<sub>k</sub>**: Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

**A<sub>sw</sub>**: Área de la armadura transversal dispuesta en forma de cercos cerrados.

$$A_{sw} : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

**s**: Separación entre estribos.

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

**f<sub>ywd</sub>**: Resistencia de cálculo del acero de la armadura A<sub>sw</sub>.

$$f_{ywd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.**  
(EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(3))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.925 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$11.73 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_l$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{11.73} \text{ cm}^2$$

$\Sigma A_{sl}$ : Área de armadura longitudinal requerida por torsión.

$$\Sigma A_{sl} : \underline{1.19} \text{ cm}^2$$

Se puede calcular el área requerida de la sección transversal de armadura longitudinal para torsión  $\Sigma A_{sl}$ , a partir de la ecuación (6.3.2(3)):

Donde:

$T_{Ed}$ : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{7.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$A_k$ : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero de la armadura  $A_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$u_k$ : Es el perímetro del área  $A_k$ .

$$u_k : \underline{1347} \text{ mm}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 11.5.3.8)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias.

En cordones comprimidos ( $A'_s$ ), se puede reducir la armadura longitudinal proporcionalmente a la fuerza de compresión disponible ( $A'_{s,NM}$ ).

$$402 \text{ mm}^2 \geq 54 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

En cordones traccionados ( $A_{sl}$ ), se debería añadir la armadura longitudinal de torsión a otras armaduras ( $A_{s,NM}$ ).

$$999 \text{ mm}^2 \geq 681 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

where

$\Sigma A_{sl}$ : El área requerida de armadura longitudinal para torsión.  $\Sigma A_{sl} : \underline{108} \text{ mm}^2$

Se puede calcular el área requerida de la sección transversal de armadura longitudinal para torsión  $\Sigma A_{sl}$  a partir de la ecuación:

where

$T_{Ed}$ : Momento de torsión de cálculo.	$T_{Ed} : 7.96$ kN·m
$A_k$ : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas.	$A_k : 82785$ mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ : Límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva.	$f_{yd} : 400$ MPa
$u_k$ : Es el perímetro del área $A_k$ .	$u_k : 1347$ mm
$\theta$ : Ángulo entre la biela comprimida del hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	$\theta : 45$ °

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 : 0.465 \quad \checkmark$$

Donde:

$T_{Ed}$ : Momento torsor de cálculo.	$T_{Ed} : 8.92$ kN·m
$T_{Rd,max}$ : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	$T_{Rd,max} : 46.75$ kN·m
$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{Ed} : 110.97$ kN·m
$V_{Rd,max}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	$V_{Rd,max} : 404.19$ kN·m

Resistencia a torsión de cálculo conforme a (Artículo 6.3.2(4)):

Donde:

$v$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	$v : 0.60$
$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.	$\alpha_{cw} : 1.00$
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd} : 11$ MPa

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	$\theta$ : <u>45.0</u> grados
$A_k$ : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).	$A_k$ : <u>827.85</u> cm <sup>2</sup>
$t_{ef,i}$ : Es el espesor eficaz de la pared, (Artículo 6.3.2(1)):	$t_{ef,i}$ : <u>88.24</u> mm
<b>A</b> : Es el área total de la sección transversal dentro del perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas internas.	<b>A</b> : <u>1500.00</u> cm <sup>2</sup>
<b>u</b> : Es el perímetro externo de la sección transversal.	<b>u</b> : <u>1700.00</u> mm
<b>c</b> : Distancia entre el borde y el centro de la armadura longitudinal.	<b>c</b> : <u>561.38</u> mm

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.568 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$10.47 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 9.01 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área por unidad de longitud de la armadura transversal.	$A_{sw}$ : <u>10.47</u> cm <sup>2</sup> /m
$A_{sw,v}$ : Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por cortante.	$A_{sw,v}$ : <u>6.25</u> cm <sup>2</sup> /m
$A_{sw,T}$ : Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por torsión en forma de cercos cerrados.	$A_{sw,T}$ : <u>1.38</u> cm <sup>2</sup> /m

Donde:

$T_{Ed}$ : Momento torsor de cálculo.	$T_{Ed}$ : <u>7.96</u> kN·m
---------------------------------------	-----------------------------

**A<sub>k</sub>**: Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

**f<sub>ywd</sub>**: Resistencia de cálculo de la armadura A<sub>sw</sub>.

$$f_{ywd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2.3(4))

Las armaduras longitudinales se deberían disponer con una separación no mayor que 350 mm.

$$255 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \checkmark$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2.3(3))

La separación longitudinal de los cercos de torsión no debería superar:

$$150 \text{ mm} \leq 213 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

**s<sub>max</sub>**: Valor mínimo de s<sub>1</sub>, s<sub>2</sub>, s<sub>3</sub>.

$$s_{max} : \underline{213} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{213} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{250} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{844} \text{ mm}$$

Siendo:

**u**: Es el perímetro externo de la sección transversal.

$$u : \underline{1700} \text{ mm}$$

**a**: La menor dimensión de la sección transversal de la viga.

$$a : \underline{250} \text{ mm}$$

**d**: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{561.4} \text{ mm}$$

**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

P19 - P26 (0.550 m - 7.175 m, Positivos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.3, 8.2 y 9.5)

### Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$30 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\varnothing_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{20} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales se deberían disponer con una separación no mayor de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)):

$$264 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$s_b : \underline{264} \text{ mm}$$

### Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$140 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

309

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

Siendo:

$\varnothing_{\max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la  
armadura transversal.

$$\varnothing_{\max} : \underline{10} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

### **Armadura mínima y máxima** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2)

Flexión negativa alrededor del eje x:

No se debería disponer un área de armadura longitudinal de  
tracción menor que  $A_{s,\min}$  (Artículo 9.2.1.1(1)):

$$8.99 \text{ cm}^2 \geq 1.82 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{s,\min} : \underline{1.82} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$b_t$ : Anchura media de la zona de tensión.

$$b_t : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$d$ : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{561.38} \text{ mm}$$

Las áreas de armadura de tracción o de compresión no  
deberían ser mayores que  $A_{s,\max}$ , excepto en zonas de solape  
(Artículo 9.2.1.1(3)):

$$13.01 \text{ cm}^2 \leq 60.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{s,\max} : \underline{60.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Flexión negativa alrededor del eje x:

No se debería disponer un área de armadura longitudinal de  
tracción menor que  $A_{s,\min}$  (Artículo 9.2.1.1(1)):

$$8.99 \text{ cm}^2 \geq 1.74 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{8.99} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{1.74} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Límite elástico de la armadura pasiva.

$$f_{yk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$f_{ctm}$ : Resistencia media a tracción.  $f_{ctm}$  : 1.90 MPa

Siendo:

$f_{ck}$ : [MPa] Resistencia característica a  
compresión del hormigón.

$f_{ck}$  : 16.00 MPa

$b_t$ : Anchura media de la zona de tensión.

$b_t$  : 250.00 mm

$d$ : Canto útil de la sección.

$d$  : 561.38 mm

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$\eta$  : 0.262 ✓

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,y}$  : 104.56 kN

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por  
compresión oblicua en el alma.

$V_{Rd,max,Vy}$  : 399.05 kN

$\eta$  : 0.626 ✓

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,y}$  : 104.56 kN

$V_{Rd,c,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por  
tracción en el alma.

$V_{Rd,c,Vy}$  : 167.16 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.175 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$  : 399.05 kN

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.93} \text{ MPa}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.02} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$z$ : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{498.82} \text{ mm}$$

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.175 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

### **Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} : \underline{167.16} \text{ kN}$$

Donde:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.  
**s**: Separación entre estribos.  
**z**: Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$\mathbf{A_{sw}} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$
$$\mathbf{s} : \underline{150} \text{ mm}$$
$$\mathbf{z} : \underline{49.88} \text{ cm}$$
$$\mathbf{f_{ywd}} : \underline{320.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

**f<sub>ywk</sub>**: Valor de cálculo del límite elástico de la armadura de cortante.  
**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.  
**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\mathbf{f_{ywk}} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$
$$\mathbf{\alpha} : \underline{90.0} \text{ grados}$$
$$\mathbf{\theta} : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo 9.2.2(6)):

$$\mathbf{150 \text{ mm} \leq 416 \text{ mm}} \quad \checkmark$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$\mathbf{s} : \underline{150} \text{ mm}$$

$$\mathbf{S_{l,max}} : \underline{416} \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.  
**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\mathbf{d} : \underline{554.24} \text{ mm}$$
$$\mathbf{\alpha} : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo 9.2.2(8)

$$\mathbf{200 \text{ mm} \leq 416 \text{ mm}} \quad \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{S_{t,max}} : \underline{416} \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$\mathbf{d} : \underline{554.24} \text{ mm}$$

### Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\mathbf{0.0042 \geq 0.0008} \quad \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debería ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo 9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w : \underline{0.0042}$$

Siendo:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

$s$ : Separación entre estribos.

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

### **Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.300 m', para la combinación de hipótesis "Envoltente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.907} \checkmark$$

### **Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )**

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{Ed,x} : \underline{148.50} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : \underline{163.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

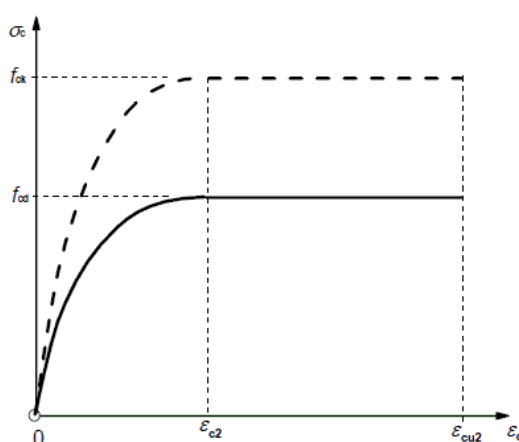
$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67 \text{ MPa}}$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

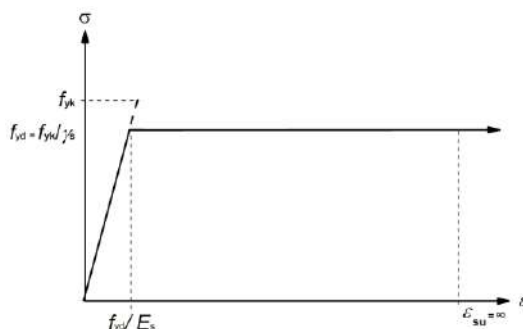
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00 \text{ MPa}}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



$\epsilon_{SU}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).

$\epsilon_{SU}$  : 0.0100

$f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$f_{yd}$  : 347.83 MPa

Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

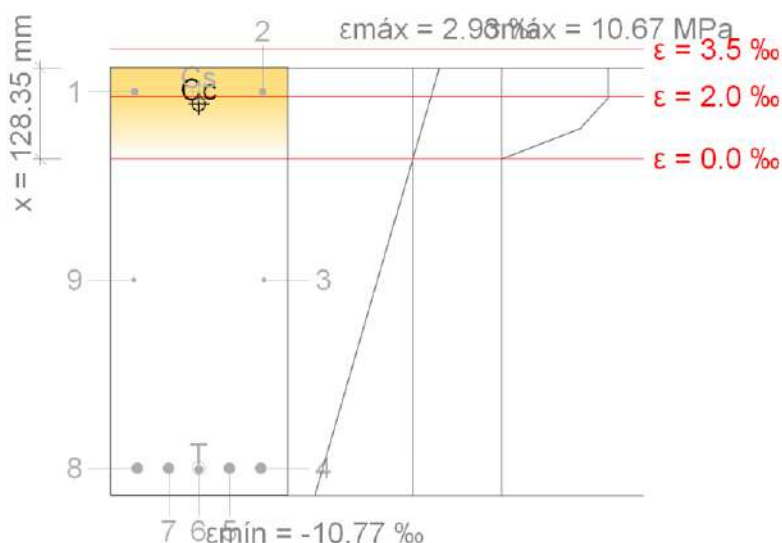
$f_{yk}$  : 400.00 MPa

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø10	-90.00	265.00	+347.83	+0.002132
2	Ø10	90.00	265.00	+347.83	+0.002132
3	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.003886
4	Ø16	87.00	-262.00	-347.83	-0.009904
5	Ø16	42.50	-262.00	-347.83	-0.009904
6	Ø12	0.00	-264.00	-347.83	-0.009950
7	Ø16	-42.50	-262.00	-347.83	-0.009904
8	Ø16	-87.00	-262.00	-347.83	-0.009904

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.003886

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	264.44	0.00	248.27
Cs	54.64	0.00	265.00
T	319.08	0.00	-262.25

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{163.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : <u>264.44</u> kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : <u>54.64</u> kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>319.08</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>248.27</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>265.00</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm
	<b>e<sub>T,y</sub></b> : <u>-262.25</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0029</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0099</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>347.83</u> MPa



<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : <u>29.78</u> kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>305.04</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>220.18</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>265.00</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm <b>e<sub>T,y</sub></b> : <u>-262.25</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0011</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0017</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>8.61</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>334.27</u> MPa

**Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.175 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 : \underline{0.177} \quad \checkmark$$

Donde:

<b>T<sub>Ed</sub></b> : Momento torsor de cálculo.	<b>T<sub>Ed</sub></b> : <u>8.27</u> kN·m
<b>T<sub>Rd,max</sub></b> : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	<b>T<sub>Rd,max</sub></b> : <u>46.75</u> kN·m

Resistencia a torsión de cálculo conforme a (Artículo 6.3.2(4)):

Donde:

<b>v</b> : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	<b>v</b> : <u>0.60</u>
<b>α<sub>cw</sub></b> : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.	<b>α<sub>cw</sub></b> : <u>1.00</u>
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> : <u>11</u> MPa
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	<b>θ</b> : <u>45.0</u> grados
<b>A<sub>k</sub></b> : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).	<b>A<sub>k</sub></b> : <u>827.85</u> cm <sup>2</sup>
<b>t<sub>ef,i</sub></b> : Es el espesor eficaz de la pared, (Artículo 6.3.2(1)):	<b>t<sub>ef,i</sub></b> : <u>88.24</u> mm

**A:** Es el área total de la sección transversal dentro del perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas internas.

$$A : 1500.00 \text{ cm}^2$$

**u:** Es el perímetro externo de la sección transversal.

$$u : 1700.00 \text{ mm}$$

**c:** Distancia entre el borde y el centro de la armadura longitudinal.

$$c : 37.25 \text{ mm}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.175 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_s : 0.274 \checkmark$$

Donde:

**T<sub>Ed</sub>**: Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : 8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**T<sub>Rd,s</sub>**: Máximo torsor que pueden resistir las armaduras transversales.

$$T_{Rd,s} : 30.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras transversales viene dado por:

Donde:

**A<sub>k</sub>**: Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : 827.85 \text{ cm}^2$$

**A<sub>sw</sub>**: Área de la armadura transversal dispuesta en forma de cercos cerrados.

$$A_{sw} : 0.79 \text{ cm}^2$$

**s**: Separación entre estribos.

$$s : 150 \text{ mm}$$

**f<sub>ywd</sub>**: Resistencia de cálculo del acero de la armadura A<sub>sw</sub>.

$$f_{ywd} : 347.83 \text{ MPa}$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(3))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.925 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$11.73 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_l$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{11.73} \text{ cm}^2$$

$\Sigma A_{sl}$ : Área de armadura longitudinal requerida por torsión.

$$\Sigma A_{sl} : \underline{1.19} \text{ cm}^2$$

Se puede calcular el área requerida de la sección transversal de armadura longitudinal para torsión  $\Sigma A_{sl}$ , a partir de la ecuación (6.3.2(3)):

Donde:

$T_{Ed}$ : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{7.66} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$A_k$ : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero de la armadura  $A_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$u_k$ : Es el perímetro del área  $A_k$ .

$$u_k : \underline{1347} \text{ mm}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 11.5.3.8)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias. En cordones comprimidos ( $A'_{s,NM}$ ), se puede reducir la armadura longitudinal proporcionalmente a la fuerza de compresión disponible ( $A'_{s,NM}$ ).

$$258 \text{ mm}^2 \geq 18 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

En cordones traccionados ( $A_{sl}$ ), se debería añadir la armadura longitudinal de torsión a otras armaduras ( $A_{s,NM}$ ).

$$917 \text{ mm}^2 \geq 860 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

where

$\Sigma A_{sl}$ : El área requerida de armadura longitudinal para torsión.  $\Sigma A_{sl} : \underline{36} \text{ mm}^2$

Se puede calcular el área requerida de la sección transversal de armadura longitudinal para torsión  $\Sigma A_{sl}$  a partir de la ecuación:

where

$T_{Ed}$ : Momento de torsión de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{2.63} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

<b>A<sub>k</sub></b> : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas.	<b>A<sub>k</sub></b> : <u>82785</u> mm <sup>2</sup>
<b>f<sub>yd</sub></b> : Límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva.	<b>f<sub>yd</sub></b> : <u>400</u> MPa
<b>u<sub>k</sub></b> : Es el perímetro del área A <sub>k</sub> .	<b>u<sub>k</sub></b> : <u>1347</u> mm
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela comprimida del hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	<b>θ</b> : <u>45</u> °

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.175 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 : \underline{0.439} \quad \checkmark$$

Donde:

<b>T<sub>Ed</sub></b> : Momento torsor de cálculo.	<b>T<sub>Ed</sub></b> : <u>8.27</u> kN·m
<b>T<sub>Rd,max</sub></b> : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	<b>T<sub>Rd,max</sub></b> : <u>46.75</u> kN·m
<b>V<sub>Ed</sub></b> : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	<b>V<sub>Ed</sub></b> : <u>104.43</u> kN·m
<b>V<sub>Rd,max</sub></b> : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	<b>V<sub>Rd,max</sub></b> : <u>399.05</u> kN·m

Resistencia a torsión de cálculo conforme a (Artículo 6.3.2(4)):

Donde:

<b>v</b> : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	<b>v</b> : <u>0.60</u>
<b>α<sub>cw</sub></b> : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.	<b>α<sub>cw</sub></b> : <u>1.00</u>
<b>f<sub>cd</sub></b> : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	<b>f<sub>cd</sub></b> : <u>11</u> MPa
<b>θ</b> : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	<b>θ</b> : <u>45.0</u> grados
<b>A<sub>k</sub></b> : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).	<b>A<sub>k</sub></b> : <u>827.85</u> cm <sup>2</sup>
<b>t<sub>ef,i</sub></b> : Es el espesor eficaz de la pared, (Artículo 6.3.2(1)):	<b>t<sub>ef,i</sub></b> : <u>88.24</u> mm

**A:** Es el área total de la sección transversal dentro del perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas internas.

$$A : 1500.00 \text{ cm}^2$$

**u:** Es el perímetro externo de la sección transversal.

$$u : 1700.00 \text{ mm}$$

**c:** Distancia entre el borde y el centro de la armadura longitudinal.

$$c : 554.24 \text{ mm}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.175 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$10.47 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 9.41 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

**A<sub>sw</sub>**: Área por unidad de longitud de la armadura transversal.

$$A_{sw} : 10.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**A<sub>sw,v</sub>**: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por cortante.

$$A_{sw,v} : 6.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**A<sub>sw,t</sub>**: Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por torsión en forma de cercos cerrados.

$$A_{sw,t} : 1.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde:

**T<sub>Ed</sub>**: Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : 8.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**A<sub>k</sub>**: Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : 827.85 \text{ cm}^2$$

**f<sub>ywd</sub>**: Resistencia de cálculo de la armadura A<sub>sw</sub>.

$$f_{ywd} : 347.83 \text{ MPa}$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : 45.0 \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2.3(4))

Las armaduras longitudinales se deberían disponer con una separación no mayor que 350 mm.

$$255 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2.3(3))

La separación longitudinal de los cercos de torsión no debería superar:

$$150 \text{ mm} \leq 213 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

**s<sub>max</sub>**: Valor mínimo de s<sub>1</sub>, s<sub>2</sub>, s<sub>3</sub>.

$$s_{\max} : \underline{213} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{213} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{250} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{844} \text{ mm}$$

Siendo:

**u**: Es el perímetro externo de la sección transversal.

$$u : \underline{1700} \text{ mm}$$

**a**: La menor dimensión de la sección transversal de la viga.

$$a : \underline{250} \text{ mm}$$

**d**: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{561.4} \text{ mm}$$

**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

P19 - P26 (6.175 m - P26, Negativos)

**Disposiciones relativas a las armaduras** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.3, 8.2 y 9.5)

### Armadura longitudinal

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$21 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{16} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Siendo:

$\varnothing_{max}$ : Diámetro de la barra más gruesa.

$$\varnothing_{max} : \underline{16} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

Las barras longitudinales se deberían disponer con una separación no mayor de 350 mm (Artículo 9.2.3(4)):

$$264 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_b$ : Separación entre barras longitudinales.

$$s_b : \underline{264} \text{ mm}$$

### Estribos

La distancia libre  $s_b$  (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que  $s_{min}$  (Artículo 8.2(2)):

$$140 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

$s_{min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{10} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

325

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

Siendo:

$\varnothing_{\max}$ : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$$\varnothing_{\max} : \underline{10} \text{ mm}$$

$d_g$ : Tamaño máximo del agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

### **Armadura mínima y máxima** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2)

Flexión positiva alrededor del eje x:

No se debería disponer un área de armadura longitudinal de tracción menor que  $A_{s,\min}$  (Artículo 9.2.1.1(1)):

$$9.17 \text{ cm}^2 \geq 1.83 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{s,\min} : \underline{1.83} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$b_t$ : Anchura media de la zona de tensión.

$$b_t : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$d$ : Canto útil de la sección.

$$d : \underline{562.25} \text{ mm}$$

Las áreas de armadura de tracción o de compresión no deberían ser mayores que  $A_{s,\max}$ , excepto en zonas de solape (Artículo 9.2.1.1(3)):

$$18.79 \text{ cm}^2 \leq 60.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{s,\max} : \underline{60.00} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

Flexión positiva alrededor del eje x:

No se debería disponer un área de armadura longitudinal de tracción menor que  $A_{s,\min}$  (Artículo 9.2.1.1(1)):

$$8.37 \text{ cm}^2 \geq 1.74 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_s$ : Área total de la armadura de tracción.

$$A_s : \underline{8.37} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} : \underline{1.74} \text{ cm}^2$$

Siendo:

$f_{yk}$ : Límite elástico de la armadura pasiva.

$$f_{yk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

326

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

$f_{ctm}$ : Resistencia media a tracción.  $f_{ctm}$  : 1.90 MPa

Siendo:

$f_{ck}$ : [MPa] Resistencia característica a  
compresión del hormigón.

$f_{ck}$  : 16.00 MPa

$b_t$ : Anchura media de la zona de tensión.

$b_t$  : 250.00 mm

$d$ : Canto útil de la sección.

$d$  : 562.25 mm

**Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 6.2.2, 6.2.3 y 9.2.2)

Se debe satisfacer:

$\eta$  : 0.267 ✓

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,y}$  : 106.44 kN

$V_{Rd,max,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por  
compresión oblicua en el alma.

$V_{Rd,max,Vy}$  : 399.05 kN

$\eta$  : 0.637 ✓

Donde:

$V_{Ed,y}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{Ed,y}$  : 106.44 kN

$V_{Rd,c,Vy}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por  
tracción en el alma.

$V_{Rd,c,Vy}$  : 167.16 kN

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.275 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

**Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.**

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$V_{Rd,max}$  : 399.05 kN

Donde:

$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

$$\alpha_{cw} : \underline{1.000}$$

Siendo:

$\sigma_{cp}$ : Tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo.

$$\sigma_{cp} : \underline{-0.93} \text{ MPa}$$

Donde:

$N_{Ed}$ : Esfuerzo axial de compresión de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$A'_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A'_s : \underline{4.02} \text{ cm}^2$$

$A_c$ : Área total de la sección de hormigón.

$$A_c : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo de la armadura  $A'_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$z$ : Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$z : \underline{498.82} \text{ mm}$$

$v_1$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

$$v_1 : \underline{0.600}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.275 m', para la combinación de hipótesis "1.35·PP+1.35·CM+1.5·Qa".

### **Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.**

Cortante en la dirección Y:

El valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico, se obtiene de (Artículo 6.2.3(3)):

$$V_{Rd,s} : \underline{167.16} \text{ kN}$$

Donde:

**A<sub>sw</sub>**: Área de las armaduras de refuerzo a cortante.  
**s**: Separación entre estribos.  
**z**: Brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

$$\mathbf{A_{sw}} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{s} : \underline{150} \text{ mm}$$

$$\mathbf{z} : \underline{49.88} \text{ cm}$$

$$\mathbf{f_{ywd}} : \underline{320.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

**f<sub>ywk</sub>**: Valor de cálculo del límite elástico de la armadura de cortante.

$$\mathbf{f_{ywk}} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\mathbf{\alpha} : \underline{90.0} \text{ grados}$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\mathbf{\theta} : \underline{45.0} \text{ grados}$$

### Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

La separación longitudinal máxima entre grupos de armaduras de cortante no debería exceder (Artículo 9.2.2(6)):

$$\mathbf{150 \text{ mm} \leq 416 \text{ mm}} \checkmark$$

Donde:

**s**: Separación entre estribos.

$$\mathbf{s} : \underline{150} \text{ mm}$$

$$\mathbf{s_{l,max}} : \underline{416} \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$\mathbf{d} : \underline{554.24} \text{ mm}$$

**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\mathbf{\alpha} : \underline{90.0} \text{ grados}$$

La separación transversal  $s_{t,trans}$  entre ramas de armaduras transversales debe cumplir la condición siguiente: Artículo 9.2.2(8)

$$\mathbf{200 \text{ mm} \leq 416 \text{ mm}} \checkmark$$

Donde:

$$\mathbf{s_{t,max}} : \underline{416} \text{ mm}$$

Siendo:

**d**: Canto útil de la sección.

$$\mathbf{d} : \underline{554.24} \text{ mm}$$

### Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

$$\mathbf{0.0042 \geq 0.0008} \checkmark$$

La cuantía de la armadura de cortante  $\rho_w$  no debería ser menor que  $\rho_{w,min}$  (Artículo 9.2.2(5)).

Donde:

$$\rho_w : \underline{0.0042}$$

Siendo:

$A_{sw}$ : Área de las armaduras de refuerzo a cortante.

$$A_{sw} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

$s$ : Separación entre estribos.

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

$b_w$ : Anchura mínima entre los cordones de tensión y de compresión. Artículo 6.2.3(1), Figura 6.5

$$b_w : \underline{250.00} \text{ mm}$$

$\alpha$ : Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

$$\rho_{w,min} : \underline{0.0008}$$

Siendo:

$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.

$$f_{yk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

### **Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículos 5.2, 5.8.3.1, 5.8.8 y 6.1)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.843 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta : \underline{0.640} \checkmark$$

### **Comprobación de resistencia de la sección ( $\eta_1$ )**

$N_{Ed}, M_{Ed}$  son los esfuerzos de cálculo de primer orden, incluyendo, en su caso, la excentricidad mínima según 6.1(4):

$N_{Ed}$ : Esfuerzo normal de cálculo.

$$N_{Ed} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{Ed}$ : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{Ed,x} : \underline{-132.91} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$N_{Rd}$ : Axil de agotamiento.

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{Rd}$ : Momentos de agotamiento.

$$M_{Rd,x} : \underline{-207.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

330

Alma Magali Zorrilla Urán

William David Alfonso Posteguillo

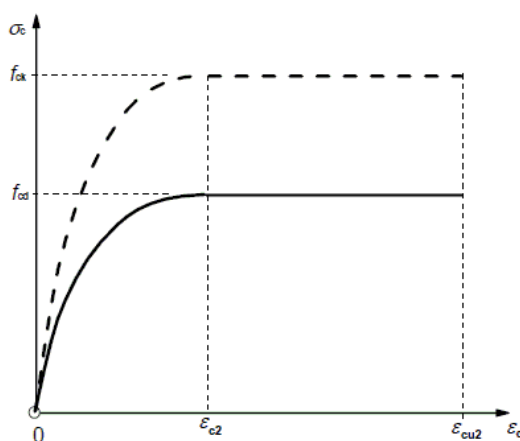
$$M_{Rd,V} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 6.1):

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana.
- Las deformaciones  $\varepsilon_s$  de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.
- Las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7(1).

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



$\varepsilon_{cu2}$ : Deformación unitaria última conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{cu2} : \underline{0.0035}$$

$\varepsilon_{c2}$ : Deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a Tabla 3.1.

$$\varepsilon_{c2} : \underline{0.0020}$$

$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} : \underline{10.67} \text{ MPa}$$

Siendo:

$\alpha_{cc}$ : Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración.

$$\alpha_{cc} : \underline{1.00}$$

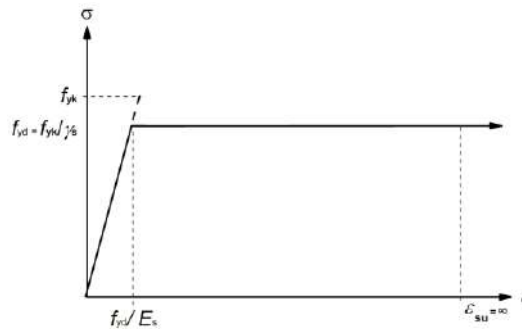
$f_{ck}$ : Resistencia característica a compresión del hormigón.

$$f_{ck} : \underline{16.00} \text{ MPa}$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón.

$$\gamma_c : \underline{1.5}$$

- Las tensiones en las armaduras se obtienen del diagrama dado en: Artículo 3.2, Figura 3.8



$\epsilon_{SU}$ : Deformación unitaria última conforme a Artículo 3.2.7(2.b).  
 $f_{yd}$ : Límite elástico de la armadura.

$\epsilon_{SU}$  : 0.0100  
 $f_{yd}$  : 347.83 MPa

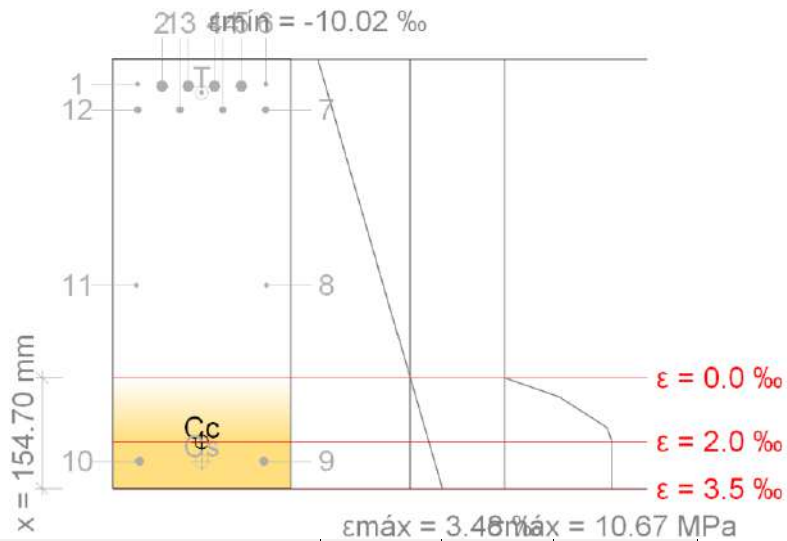
Siendo:

$f_{yk}$ : Resistencia característica del acero.  
 $\gamma_s$ : Coeficiente parcial de seguridad para el acero.

$f_{yk}$  : 400.00 MPa  
 $\gamma_s$  : 1.15

(e) Se aplican a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y de momentos.

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø10	-90.00	265.00	-347.83	-0.009236
2	Ø16	-55.80	262.00	-347.83	-0.009169
3	Ø16	-18.60	262.00	-347.83	-0.009169
4	Ø16	18.60	262.00	-347.83	-0.009169
5	Ø16	55.80	262.00	-347.83	-0.009169
6	Ø10	90.00	265.00	-347.83	-0.009236
7	Ø10	90.00	229.00	-347.83	-0.008426
8	Ø8	91.00	-16.50	0.00	-0.002899

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
9	Ø16	87.00	-262.00	+347.83	+0.002627
10	Ø16	-87.00	-262.00	+347.83	+0.002627
11	Ø8	-91.00	-16.50	0.00	-0.002899
12	Ø10	-90.00	229.00	-347.83	-0.008426
13	Ø10	-30.00	229.00	-347.83	-0.008426
14	Ø10	30.00	229.00	-347.83	-0.008426

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	333.57	0.00	-235.70
Cs	85.92	0.00	-262.00
T	419.49	0.00	253.62

$$N_{Rd} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

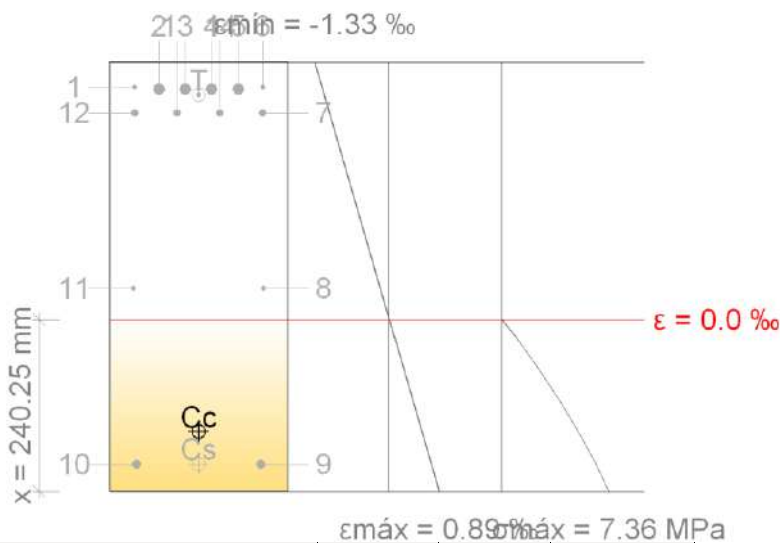
$$M_{Rd,x} : \underline{-207.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

<b>C<sub>c</sub></b> : Resultante de compresiones en el hormigón.	<b>C<sub>c</sub></b> : <u>333.57</u> kN
<b>C<sub>s</sub></b> : Resultante de compresiones en el acero.	<b>C<sub>s</sub></b> : <u>85.92</u> kN
<b>T</b> : Resultante de tracciones en el acero.	<b>T</b> : <u>419.49</u> kN
<b>e<sub>cc</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cc,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm
	<b>e<sub>cc,y</sub></b> : <u>-235.70</u> mm
<b>e<sub>cs</sub></b> : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>cs,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm
	<b>e<sub>cs,y</sub></b> : <u>-262.00</u> mm
<b>e<sub>T</sub></b> : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	<b>e<sub>T,x</sub></b> : <u>0.00</u> mm
	<b>e<sub>T,y</sub></b> : <u>253.62</u> mm
<b>ε<sub>cmax</sub></b> : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>ε<sub>cmax</sub></b> : <u>0.0035</u>
<b>ε<sub>smax</sub></b> : Deformación de la barra de acero más traccionada.	<b>ε<sub>smax</sub></b> : <u>0.0092</u>
<b>σ<sub>cmax</sub></b> : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	<b>σ<sub>cmax</sub></b> : <u>10.67</u> MPa
<b>σ<sub>smax</sub></b> : Tensión de la barra de acero más traccionada.	<b>σ<sub>smax</sub></b> : <u>347.83</u> MPa

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:**



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø10	-90.00	265.00	-239.53	-0.001198
2	Ø16	-55.80	262.00	-237.32	-0.001187
3	Ø16	-18.60	262.00	-237.32	-0.001187
4	Ø16	18.60	262.00	-237.32	-0.001187
5	Ø16	55.80	262.00	-237.32	-0.001187
6	Ø10	90.00	265.00	-239.53	-0.001198
7	Ø10	90.00	229.00	-212.98	-0.001065
8	Ø8	91.00	-16.50	0.00	-0.000160
9	Ø16	87.00	-262.00	+149.18	+0.000746
10	Ø16	-87.00	-262.00	+149.18	+0.000746
11	Ø8	-91.00	-16.50	0.00	-0.000160
12	Ø10	-90.00	229.00	-212.98	-0.001065
13	Ø10	-30.00	229.00	-212.98	-0.001065
14	Ø10	30.00	229.00	-212.98	-0.001065

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	241.91	0.00	-216.45
Cs	36.85	0.00	-262.00
T	278.76	0.00	254.31

$N_{Ed}$  : 0.00 kN

$M_{Ed,x}$  : -132.91 kN·m

$$M_{Ed,y} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

$C_c$ : Resultante de compresiones en el hormigón.	$C_c : \underline{241.91} \text{ kN}$
$C_s$ : Resultante de compresiones en el acero.	$C_s : \underline{36.85} \text{ kN}$
$T$ : Resultante de tracciones en el acero.	$T : \underline{278.76} \text{ kN}$
$e_{cc}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cc,y} : \underline{-216.45} \text{ mm}$
$e_{cs}$ : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{cs,y} : \underline{-262.00} \text{ mm}$
$e_T$ : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x} : \underline{0.00} \text{ mm}$ $e_{T,y} : \underline{254.31} \text{ mm}$
$\epsilon_{cmax}$ : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	$\epsilon_{cmax} : \underline{0.0009}$
$\epsilon_{smax}$ : Deformación de la barra de acero más traccionada.	$\epsilon_{smax} : \underline{0.0012}$
$\sigma_{cmax}$ : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	$\sigma_{cmax} : \underline{7.36} \text{ MPa}$
$\sigma_{smax}$ : Tensión de la barra de acero más traccionada.	$\sigma_{smax} : \underline{239.53} \text{ MPa}$

#### **Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.675 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 : \underline{0.201} \quad \checkmark$$

Donde:

$T_{Ed}$ : Momento torsor de cálculo.	$T_{Ed} : \underline{9.39} \text{ kN}\cdot\text{m}$
$T_{Rd,max}$ : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	$T_{Rd,max} : \underline{46.75} \text{ kN}\cdot\text{m}$

Resistencia a torsión de cálculo conforme a (Artículo 6.3.2(4)):

Donde:

$v$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	$v : \underline{0.60}$
$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.	$\alpha_{cw} : \underline{1.00}$
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd} : \underline{11} \text{ MPa}$
$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.	$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$

**A<sub>k</sub>**: Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

**t<sub>ef,i</sub>**: Es el espesor eficaz de la pared, (Artículo 6.3.2(1)):

$$t_{ef,i} : \underline{88.24} \text{ mm}$$

**A**: Es el área total de la sección transversal dentro del perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas internas.

$$A : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

**u**: Es el perímetro externo de la sección transversal.

$$u : \underline{1700.00} \text{ mm}$$

**c**: Distancia entre el borde y el centro de la armadura longitudinal.

$$c : \underline{37.25} \text{ mm}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.175 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_s : \underline{0.274} \checkmark$$

Donde:

**T<sub>Ed</sub>**: Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{8.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**T<sub>Rd,s</sub>**: Máximo torsor que pueden resistir las armaduras transversales.

$$T_{Rd,s} : \underline{30.15} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras transversales viene dado por:

Donde:

**A<sub>k</sub>**: Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

**A<sub>sw</sub>**: Área de la armadura transversal dispuesta en forma de cercos cerrados.

$$A_{sw} : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

**s**: Separación entre estribos.

$$s : \underline{150} \text{ mm}$$

**f<sub>ywd</sub>**: Resistencia de cálculo del acero de la armadura A<sub>sw</sub>.

$$f_{ywd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.**  
(EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(3))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '6.175 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$11.60 \text{ cm}^2 \geq 1.01 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_l$ : Área de la armadura longitudinal.

$$A_l : \underline{11.60} \text{ cm}^2$$

$\Sigma A_{sl}$ : Área de armadura longitudinal requerida por torsión.

$$\Sigma A_{sl} : \underline{1.01} \text{ cm}^2$$

Se puede calcular el área requerida de la sección transversal de armadura longitudinal para torsión  $\Sigma A_{sl}$ , a partir de la ecuación (6.3.2(3)):

Donde:

$T_{Ed}$ : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{6.49} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$A_k$ : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

$f_{yd}$ : Resistencia de cálculo del acero de la armadura  $A_s$ .

$$f_{yd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

$u_k$ : Es el perímetro del área  $A_k$ .

$$u_k : \underline{1347} \text{ mm}$$

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 11.5.3.8)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias.

En cordones comprimidos ( $A'_s$ ), se puede reducir la armadura longitudinal proporcionalmente a la fuerza de compresión disponible ( $A'_{s,NM}$ ).

$$503 \text{ mm}^2 \geq 56 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

En cordones traccionados ( $A_{sl}$ ), se debería añadir la armadura longitudinal de torsión a otras armaduras ( $A_{s,NM}$ ).

$$1275 \text{ mm}^2 \geq 807 \text{ mm}^2 \quad \checkmark$$

where

$\Sigma A_{sl}$ : El área requerida de armadura longitudinal para torsión.  $\Sigma A_{sl} : \underline{112} \text{ mm}^2$

Se puede calcular el área requerida de la sección transversal de armadura longitudinal para torsión  $\Sigma A_{sl}$  a partir de la ecuación:

where

$T_{Ed}$ : Momento de torsión de cálculo.	$T_{Ed} : 8.27$ kN·m
$A_k$ : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas.	$A_k : 82785$ mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ : Límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva.	$f_{yd} : 400$ MPa
$u_k$ : Es el perímetro del área $A_k$ .	$u_k : 1347$ mm
$\theta$ : Ángulo entre la biela comprimida del hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante.	$\theta : 45$ °

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(4))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.843 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 : \underline{0.493} \quad \checkmark$$

Donde:

$T_{Ed}$ : Momento torsor de cálculo.	$T_{Ed} : 9.39$ kN·m
$T_{Rd,max}$ : Máximo torsor que pueden resistir las bielas comprimidas.	$T_{Rd,max} : 46.75$ kN·m
$V_{Ed}$ : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.	$V_{Ed} : 116.55$ kN·m
$V_{Rd,max}$ : Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.	$V_{Rd,max} : 399.05$ kN·m

Resistencia a torsión de cálculo conforme a (Artículo 6.3.2(4)):

Donde:

$v$ : Coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.	$v : 0.60$
$\alpha_{cw}$ : Coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.	$\alpha_{cw} : 1.00$
$f_{cd}$ : Resistencia de cálculo a compresión del hormigón.	$f_{cd} : 11$ MPa

$\theta$ : Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

$A_k$ : Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

$t_{ef,i}$ : Es el espesor eficaz de la pared, (Artículo 6.3.2(1)):

$$t_{ef,i} : \underline{88.24} \text{ mm}$$

$A$ : Es el área total de la sección transversal dentro del perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas internas.

$$A : \underline{1500.00} \text{ cm}^2$$

$u$ : Es el perímetro externo de la sección transversal.

$$u : \underline{1700.00} \text{ mm}$$

$c$ : Distancia entre el borde y el centro de la armadura longitudinal.

$$c : \underline{554.24} \text{ mm}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

No hay interacción entre torsión y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

**Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 6.3.2(2))

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '7.275 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$10.47 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 9.53 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{sw}$ : Área por unidad de longitud de la armadura transversal.

$$A_{sw} : \underline{10.47} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sw,v}$ : Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por cortante.

$$A_{sw,v} : \underline{6.66} \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{sw,T}$ : Área por unidad de longitud de la armadura transversal necesaria por torsión en forma de cercos cerrados.

$$A_{sw,T} : \underline{1.44} \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde:

$T_{Ed}$ : Momento torsor de cálculo.

$$T_{Ed} : \underline{8.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**A<sub>k</sub>**: Es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas (Artículo 6.3.2(1)).

$$A_k : \underline{827.85} \text{ cm}^2$$

**f<sub>ywd</sub>**: Resistencia de cálculo de la armadura A<sub>sw</sub>.

$$f_{ywd} : \underline{347.83} \text{ MPa}$$

**θ**: Ángulo entre la biela de compresión de hormigón y el eje de la pieza.

$$\theta : \underline{45.0} \text{ grados}$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2.3(4))

Las armaduras longitudinales se deberían disponer con una separación no mayor que 350 mm.

$$255 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \checkmark$$

**Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 9.2.3(3))

La separación longitudinal de los cercos de torsión no debería superar:

$$150 \text{ mm} \leq 213 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

**s<sub>max</sub>**: Valor mínimo de s<sub>1</sub>, s<sub>2</sub>, s<sub>3</sub>.

$$s_{max} : \underline{213} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{213} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{250} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{845} \text{ mm}$$

Siendo:

**u**: Es el perímetro externo de la sección transversal.

$$u : \underline{1700} \text{ mm}$$

**a**: La menor dimensión de la sección transversal de la viga.

$$a : \underline{250} \text{ mm}$$

**d**: Canto útil de la sección.

$$d : \underline{562.2} \text{ mm}$$

**α**: Ángulo entre la armadura de cortante y el eje del elemento perpendicular al esfuerzo cortante.

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ grados}$$

#### 4.- COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

P19 - P26

**Cálculo del ancho de fisura: Cara superior** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 7.3.4)

Se debe satisfacer:

$$0.137 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en el nudo P19, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = 264.00 mm.

Donde:

**W<sub>max</sub>**: Abertura máxima de fisura definida en la tabla 7.1N.

$$W_{\max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

**Clase de exposición**: X0

**W<sub>k</sub>**: Abertura de fisura.

$$W_k : \underline{0.137} \text{ mm}$$

Siendo:

**S<sub>r,max</sub>**: Separación máxima entre fisuras.

$$S_{r,\max} : \underline{182.05} \text{ mm}$$

Donde:

**c**: Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$$c : \underline{30.00} \text{ mm}$$

**k<sub>1</sub>**: Coeficiente que tiene en cuenta la capacidad de adherencia de la armadura.

$$k_1 : \underline{0.800}$$

**k<sub>2</sub>**: Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$$k_2 : \underline{0.498}$$

Donde:

**σ<sub>ctm</sub>**: Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$$\sigma_{ctm} : \underline{0.95} \text{ MPa}$$

Donde:

**F<sub>ct</sub>**: Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$F_{ct} : \underline{67.87} \text{ kN}$$

**A<sub>ct</sub>**: Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{ct} : \underline{71620.62} \text{ mm}^2$$

**f<sub>ctm,fl</sub>**: Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : \underline{1.90} \text{ MPa}$$

**k<sub>3</sub>**: Coeficiente.

$$k_3 : \underline{3.400}$$

**k<sub>4</sub>**: Coeficiente.

$$k_4 : \underline{0.425}$$

**Ø**: Diámetro de la barra traccionada o diámetro equivalente en el caso de una sección con varios diámetros.

$$\varnothing : \underline{15.89} \text{ mm}$$

Donde:

**Ø<sub>i</sub>**: Diámetro de la barra traccionada con índice 'i'.

**ρ<sub>p,eff</sub>**: Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.

$$\rho_{p,eff} : \underline{0.03}$$

Donde:

**ΣA<sub>c,eff</sub>**: Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$\Sigma A_{c,eff} : \underline{24580.19} \text{ mm}^2$$

**ΣA<sub>s</sub>**: Área de la armadura traccionada.

$$\Sigma A_s : \underline{825.25} \text{ mm}^2$$

El cálculo de (ε<sub>sm</sub> - ε<sub>cm</sub>) correspondiente a la barra crítica es el siguiente:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) : \underline{0.000752}$$

Donde:

$\epsilon_{sm}$ : Alargamiento unitario medio en la armadura bajo la combinación relevante de cargas, incluido el efecto de deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras.

$\epsilon_{cm}$ : Deformación media del hormigón entre fisuras.

$E_s$ : Módulo de deformación longitudinal del acero.

$k_t$ : Factor que depende de la duración de la carga.

$\sigma_s$ : Tensión en la armadura traccionada, suponiendo la sección fisurada.

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.

$$E_s : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$$k_t : \underline{0.40}$$

$$\sigma_s : \underline{169.30} \text{ MPa}$$

$$f_{ctm,fl} : \underline{1.90} \text{ MPa}$$

$$\rho_{p,eff} : \underline{0.05}$$

Donde:

$A_{c,eff}$ : Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$A_s$ : Área de la armadura traccionada.

$\alpha_e$ : Relación entre el módulo de elasticidad de la armadura pasiva y el módulo de elasticidad secante del hormigón.

$$A_{c,eff} : \underline{2160.00} \text{ mm}^2$$

$$A_s : \underline{113.10} \text{ mm}^2$$

$$\alpha_e : \underline{5.83}$$

Donde:

$E_{cm}$ : Módulo de elasticidad secante del hormigón.

$$E_{cm} : \underline{34329.60} \text{ MPa}$$

### Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

$N_{td}, M_{td}$  Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

$N_{td}$ : Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).

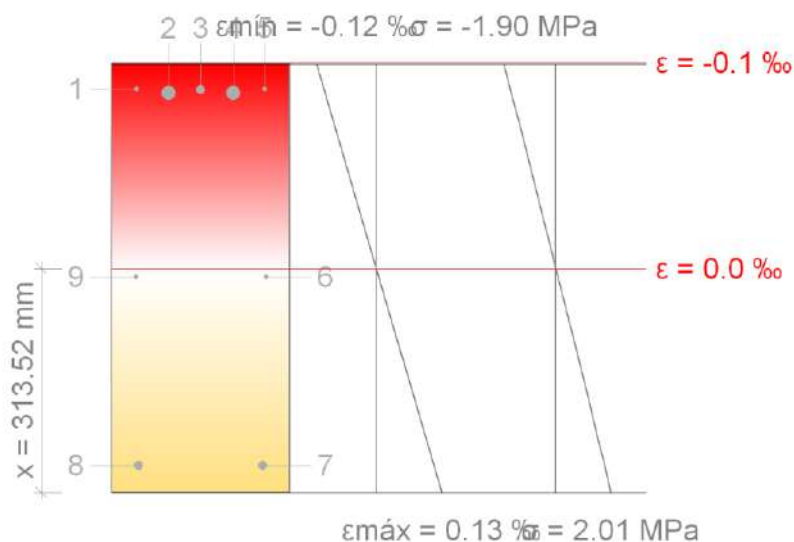
$M_{td,x}$ : Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$ : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$N_{td} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{td,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{td,y} : \underline{-35.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s^I$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø10	-90.00	265.00	-20.80	-0.000104
2	Ø20	-45.50	260.00	-20.38	-0.000102
3	Ø12	0.00	264.00	-20.71	-0.000104
4	Ø20	45.50	260.00	-20.38	-0.000102
5	Ø10	90.00	265.00	-20.80	-0.000104

#### Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

$N_{td}, M_{td}$  Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

$N_{td}$ : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

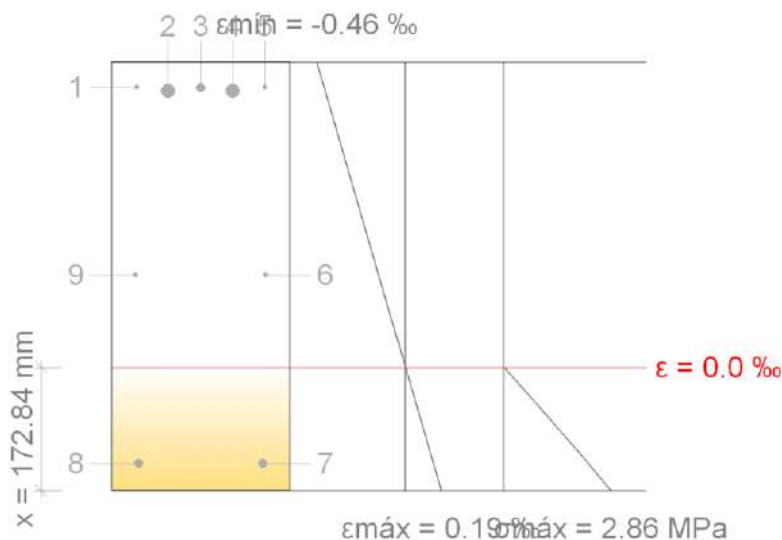
$M_{td,x}$ : Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$ : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$N_{td} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{td,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{td,y} : \underline{-35.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_{sr}$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø10	-90.00	265.00	-85.25	-0.000426
2	Ø20	-45.50	260.00	-84.16	-0.000421
3	Ø12	0.00	264.00	-85.03	-0.000425
4	Ø20	45.50	260.00	-84.16	-0.000421
5	Ø10	90.00	265.00	-85.25	-0.000426
6	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000140
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000140

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:**

$N_{ed}, M_{ed}$  Esfuerzos solicitantes.

$N_{ed}$ : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

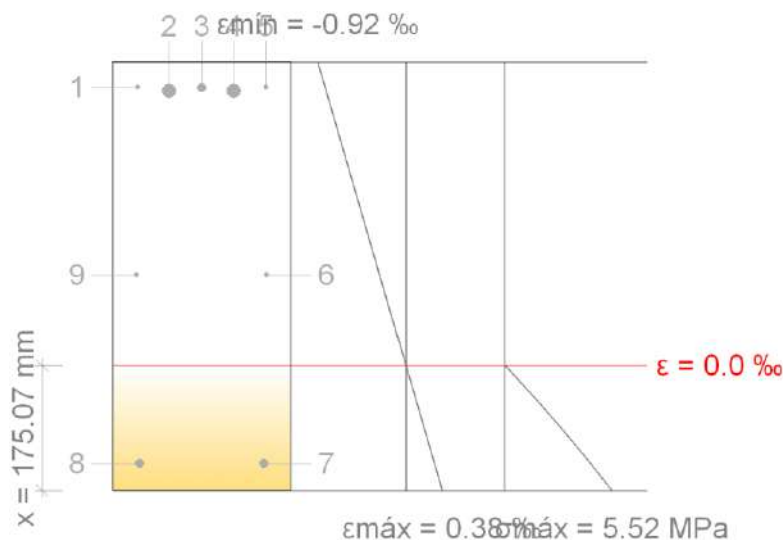
$M_{ed,x}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,y}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$$N_{ed} : 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{ed,x} : 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ed,y} : -69.86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
1	Ø10	-90.00	265.00	-169.73	-0.000849
2	Ø20	-45.50	260.00	-167.56	-0.000838
3	Ø12	0.00	264.00	-169.30	-0.000846
4	Ø20	45.50	260.00	-167.56	-0.000838
5	Ø10	90.00	265.00	-169.73	-0.000849
6	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000275
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000275

**Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral derecha** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 7.3.4)

Se debe satisfacer:

$$0.143 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 3.425 m del nudo P19, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 87.00 mm, Y = -262.00 mm.

Donde:

$W_{\max}$ : Abertura máxima de fisura definida en la tabla 7.1N.

$$W_{\max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

**Clase de exposición:** X0

$W_k$ : Abertura de fisura.

$$W_k : \underline{0.143} \text{ mm}$$

Siendo:

$S_{r,max}$ : Separación máxima entre fisuras.

$S_{r,max}$  : 169.87 mm

Donde:

$c$ : Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$c$  : 30.00 mm

$k_1$ : Coeficiente que tiene en cuenta la capacidad de adherencia de la armadura.

$k_1$  : 0.800

$k_2$ : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$k_2$  : 0.497

Donde:

$\sigma_{ctm}$ : Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$\sigma_{ctm}$  : 0.95 MPa

Donde:

$F_{ct}$ : Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$F_{ct}$  : 67.07 kN

$A_{ct}$ : Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$A_{ct}$  : 70771.48 mm<sup>2</sup>

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$f_{ctm,fl}$  : 1.90 MPa

$k_3$ : Coeficiente.

$k_3$  : 3.400

$k_4$ : Coeficiente.

$k_4$  : 0.425

$\emptyset$ : Diámetro de la barra traccionada o diámetro equivalente en el caso de una sección con varios diámetros.

$\emptyset$  : 15.37 mm

Donde:

$\emptyset_i$ : Diámetro de la barra traccionada con índice 'i'.

$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.

$$\rho_{p,eff} : \underline{0.04}$$

Donde:

$\Sigma A_{c,eff}$ : Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$\Sigma A_{c,eff} : \underline{23951.25} \text{ mm}^2$$

$\Sigma A_s$ : Área de la armadura traccionada.

$$\Sigma A_s : \underline{917.34} \text{ mm}^2$$

El cálculo de  $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$  correspondiente a la barra crítica es el siguiente:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) : \underline{0.000839}$$

Donde:

$\epsilon_{sm}$ : Alargamiento unitario medio en la armadura bajo la combinación relevante de cargas, incluido el efecto de deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras.

$\epsilon_{cm}$ : Deformación media del hormigón entre fisuras.

$E_s$ : Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$k_t$ : Factor que depende de la duración de la carga.

$$k_t : \underline{0.40}$$

$\sigma_s$ : Tensión en la armadura traccionada, suponiendo la sección fisurada.

$$\sigma_s : \underline{194.00} \text{ MPa}$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : \underline{1.90} \text{ MPa}$$

$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.

$$\rho_{p,eff} : \underline{0.04}$$

Donde:

**$A_{c,eff}$** : Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

**$A_s$** : Área de la armadura traccionada.

**$\alpha_e$** : Relación entre el módulo de elasticidad de la armadura pasiva y el módulo de elasticidad secante del hormigón.

$$A_{c,eff} : \underline{5723.75} \text{ mm}^2$$

$$A_s : \underline{201.06} \text{ mm}^2$$

$$\alpha_e : \underline{5.83}$$

Donde:

**$E_{cm}$** : Módulo de elasticidad secante del hormigón.

$$E_{cm} : \underline{34329.60} \text{ MPa}$$

### Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

$N_{td}, M_{td}$  Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

**$N_{td}$** : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

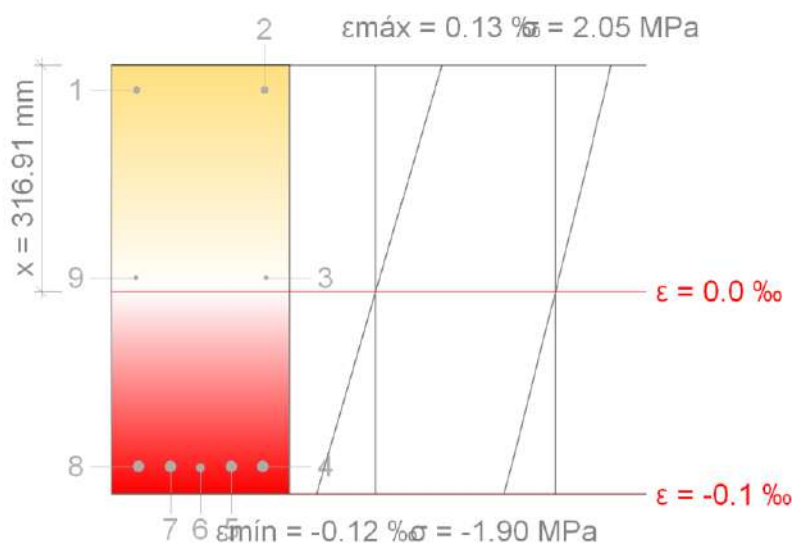
**$M_{td,x}$** : Momento flector alrededor del eje 'X'.

**$M_{td,y}$** : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$N_{td} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$$M_{td,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{td,y} : \underline{35.64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s^I$ (MPa)	$\epsilon$
4	Ø16	87.00	-262.00	-20.51	-0.000103
5	Ø16	42.50	-262.00	-20.51	-0.000103
6	Ø12	0.00	-264.00	-20.68	-0.000103

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s^I$ (MPa)	$\epsilon$
7	Ø16	-42.50	-262.00	-20.51	-0.000103
8	Ø16	-87.00	-262.00	-20.51	-0.000103

**Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:**

$N_{td}, M_{td}$  Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

$N_{td}$ : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$N_{td}$  : 0.00 kN

$M_{td,x}$ : Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,x}$  : 0.00 kN·m

$M_{td,y}$ : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$M_{td,y}$  : 35.64 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_{sr}$ (MPa)	$\epsilon$
3	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000118
4	Ø16	87.00	-262.00	-77.26	-0.000386
5	Ø16	42.50	-262.00	-77.26	-0.000386
6	Ø12	0.00	-264.00	-77.67	-0.000388
7	Ø16	-42.50	-262.00	-77.26	-0.000386
8	Ø16	-87.00	-262.00	-77.26	-0.000386
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000118

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:**

$N_{ed}, M_{ed}$  Esfuerzos solicitantes.

$N_{ed}$ : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

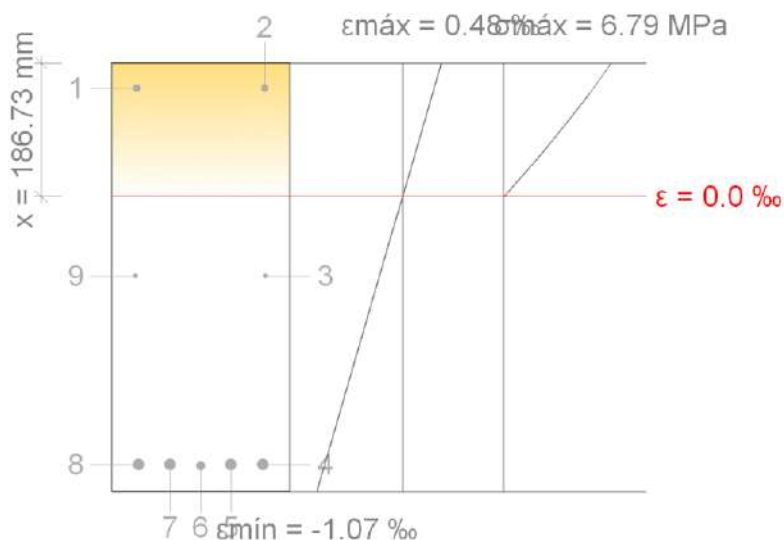
$N_{ed}$  : 0.00 kN

$M_{ed,x}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$  : 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$  : 89.15 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
3	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000289
4	Ø16	87.00	-262.00	-194.00	-0.000970
5	Ø16	42.50	-262.00	-194.00	-0.000970
6	Ø12	0.00	-264.00	-195.03	-0.000975
7	Ø16	-42.50	-262.00	-194.00	-0.000970
8	Ø16	-87.00	-262.00	-194.00	-0.000970
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000289

**Cálculo del ancho de fisura: Cara inferior** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 7.3.4)

Se debe satisfacer:

$$0.146 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 3.425 m del nudo P19, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 0.00 mm, Y = -264.00 mm.

Donde:

$W_{max}$ : Abertura máxima de fisura definida en la tabla 7.1N.

$$W_{max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

Clase de exposición: X0

$W_k$ : Abertura de fisura.

$$W_k : \underline{0.146} \text{ mm}$$

Siendo:

$s_{r,max}$ : Separación máxima entre fisuras.

$s_{r,max}$  : 169.87 mm

Donde:

$c$ : Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$c$  : 30.00 mm

$k_1$ : Coeficiente que tiene en cuenta la capacidad de adherencia de la armadura.

$k_1$  : 0.800

$k_2$ : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$k_2$  : 0.497

Donde:

$\sigma_{ctm}$ : Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$\sigma_{ctm}$  : 0.95 MPa

Donde:

$F_{ct}$ : Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$F_{ct}$  : 67.07 kN

$A_{ct}$ : Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$A_{ct}$  : 70771.48 mm<sup>2</sup>

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$f_{ctm,fl}$  : 1.90 MPa

$k_3$ : Coeficiente.

$k_3$  : 3.400

$k_4$ : Coeficiente.

$k_4$  : 0.425

$\emptyset$ : Diámetro de la barra traccionada o diámetro equivalente en el caso de una sección con varios diámetros.

$\emptyset$  : 15.37 mm

Donde:

$\emptyset_i$ : Diámetro de la barra  
traccionada con índice 'i'.

$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la  
armadura traccionada y el área eficaz  
de hormigón sometido a tracción.

$$\rho_{p,eff} : \underline{0.04}$$

Donde:

$\Sigma A_{c,eff}$ : Área eficaz de  
hormigón traccionado en el  
instante previo a la  
fisuración del hormigón  
(estado I).

$$\Sigma A_{c,eff} : \underline{23951.25} \text{ mm}^2$$

$\Sigma A_s$ : Área de la armadura  
traccionada.

$$\Sigma A_s : \underline{917.34} \text{ mm}^2$$

El cálculo de  $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$  correspondiente a la  
barra crítica es el siguiente:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) : \underline{0.000859}$$

Donde:

$\epsilon_{sm}$ : Alargamiento unitario medio en la  
armadura bajo la combinación relevante de  
cargas, incluido el efecto de deformaciones  
impuestas y teniendo en cuenta los efectos  
de la rigidización por la colaboración del  
hormigón entre fisuras.

$\epsilon_{cm}$ : Deformación media del hormigón  
entre fisuras.

$E_s$ : Módulo de deformación longitudinal del  
acero.

$$E_s : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$k_t$ : Factor que depende de la duración de  
la carga.

$$k_t : \underline{0.40}$$

$\sigma_s$ : Tensión en la armadura  
traccionada, suponiendo la sección  
fisurada.

$$\sigma_s : \underline{195.03} \text{ MPa}$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a  
flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : \underline{1.90} \text{ MPa}$$

$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la  
armadura traccionada y el área eficaz  
de hormigón sometido a tracción.

$$\rho_{p,eff} : \underline{0.04}$$

Donde:

**$A_{c,eff}$** : Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

**$A_{c,eff}$**  : 2790.00 mm<sup>2</sup>

**$A_s$** : Área de la armadura traccionada.

**$A_s$**  : 113.10 mm<sup>2</sup>

**$\alpha_e$** : Relación entre el módulo de elasticidad de la armadura pasiva y el módulo de elasticidad secante del hormigón.

**$\alpha_e$**  : 5.83

Donde:

**$E_{cm}$** : Módulo de elasticidad secante del hormigón.

**$E_{cm}$**  : 34329.60 MPa

### Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:

$N_{td}, M_{td}$  Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

**$N_{td}$** : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

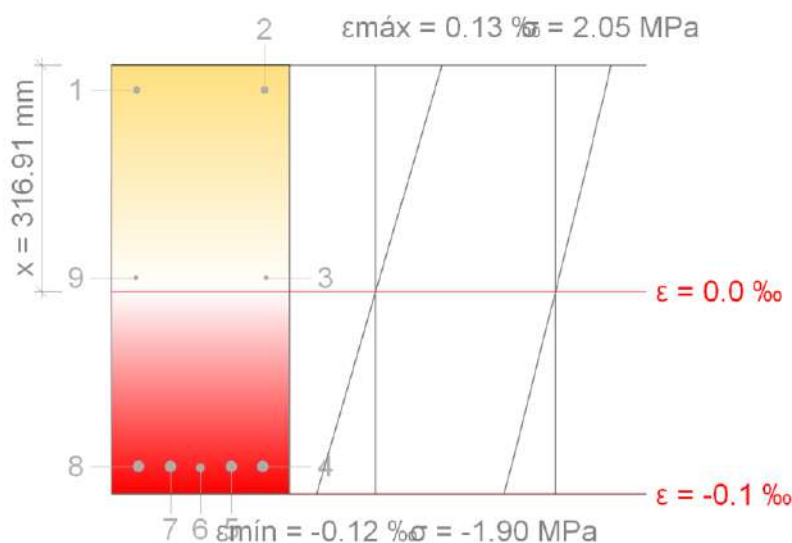
**$N_{td}$**  : 0.00 kN

**$M_{td,x}$** : Momento flector alrededor del eje 'X'.

**$M_{td,x}$**  : 0.00 kN·m

**$M_{td,y}$** : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

**$M_{td,y}$**  : 35.64 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s^I$ (MPa)	$\epsilon$
4	Ø16	87.00	-262.00	-20.51	-0.000103
5	Ø16	42.50	-262.00	-20.51	-0.000103
6	Ø12	0.00	-264.00	-20.68	-0.000103

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s^I$ (MPa)	$\epsilon$
7	Ø16	-42.50	-262.00	-20.51	-0.000103
8	Ø16	-87.00	-262.00	-20.51	-0.000103

### Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:

$N_{td}, M_{td}$  Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axial solicitante.

$N_{td}$ : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

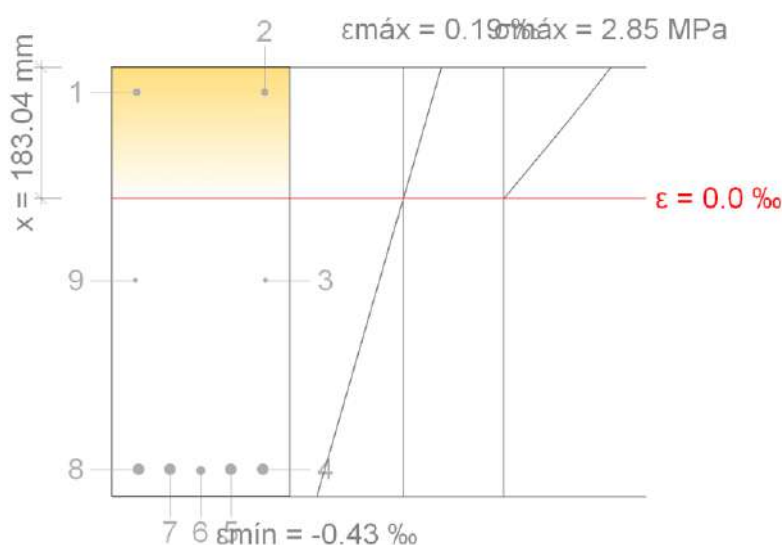
$N_{td}$  : 0.00 kN

$M_{td,x}$ : Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,x}$  : 0.00 kN·m

$M_{td,y}$ : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$M_{td,y}$  : 35.64 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_{sr}$ (MPa)	$\epsilon$
3	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000118
4	Ø16	87.00	-262.00	-77.26	-0.000386
5	Ø16	42.50	-262.00	-77.26	-0.000386
6	Ø12	0.00	-264.00	-77.67	-0.000388
7	Ø16	-42.50	-262.00	-77.26	-0.000386
8	Ø16	-87.00	-262.00	-77.26	-0.000386
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000118

### Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

$N_{ed}, M_{ed}$  Esfuerzos solicitantes.

$N_{ed}$ : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

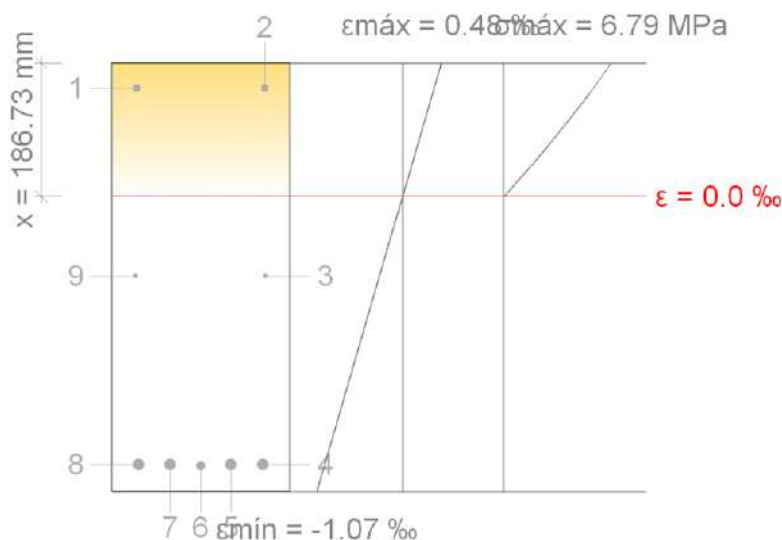
$N_{ed}$  : 0.00 kN

$M_{ed,x}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,x}$  : 0.00 kN·m

$M_{ed,y}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,y}$  : 89.15 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
3	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000289
4	Ø16	87.00	-262.00	-194.00	-0.000970
5	Ø16	42.50	-262.00	-194.00	-0.000970
6	Ø12	0.00	-264.00	-195.03	-0.000975
7	Ø16	-42.50	-262.00	-194.00	-0.000970
8	Ø16	-87.00	-262.00	-194.00	-0.000970
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000289

**Cálculo del ancho de fisura: Cara lateral izquierda** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 7.3.4)

Se debe satisfacer:

$$0.143 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

La máxima abertura de fisura se produce en un punto situado a una distancia de 3.425 m del nudo P19, para la combinación de acciones PP+CM+0.3·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -87.00 mm, Y = -262.00 mm.

Donde:

$W_{max}$ : Abertura máxima de fisura definida en la tabla 7.1N.

$W_{max}$ : 0.400 mm

**Clase de exposición:** X0

$W_k$ : Abertura de fisura.

$W_k$ : 0.143 mm

Siendo:

$s_{r,max}$ : Separación máxima entre fisuras.

$s_{r,max}$  : 169.87 mm

Donde:

$c$ : Recubrimiento de las armaduras traccionadas.

$c$  : 30.00 mm

$k_1$ : Coeficiente que tiene en cuenta la capacidad de adherencia de la armadura.

$k_1$  : 0.800

$k_2$ : Coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones de tracción en la sección transversal.

$k_2$  : 0.497

Donde:

$\sigma_{ctm}$ : Tensión media de tracción del área de hormigón traccionado en la sección no fisurada (estado I).

$\sigma_{ctm}$  : 0.95 MPa

Donde:

$F_{ct}$ : Resultante de tensiones de la zona traccionada del hormigón en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$F_{ct}$  : 67.07 kN

$A_{ct}$ : Área de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$A_{ct}$  : 70771.48 mm<sup>2</sup>

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$f_{ctm,fl}$  : 1.90 MPa

$k_3$ : Coeficiente.

$k_3$  : 3.400

$k_4$ : Coeficiente.

$k_4$  : 0.425

$\emptyset$ : Diámetro de la barra traccionada o diámetro equivalente en el caso de una sección con varios diámetros.

$\emptyset$  : 15.37 mm

Donde:

$\emptyset_i$ : Diámetro de la barra traccionada con índice 'i'.

$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.

$$\rho_{p,eff} : \underline{0.04}$$

Donde:

$\Sigma A_{c,eff}$ : Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$\Sigma A_{c,eff} : \underline{23951.25} \text{ mm}^2$$

$\Sigma A_s$ : Área de la armadura traccionada.

$$\Sigma A_s : \underline{917.34} \text{ mm}^2$$

El cálculo de  $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$  correspondiente a la barra crítica es el siguiente:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) : \underline{0.000839}$$

Donde:

$\epsilon_{sm}$ : Alargamiento unitario medio en la armadura bajo la combinación relevante de cargas, incluido el efecto de deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras.

$\epsilon_{cm}$ : Deformación media del hormigón entre fisuras.

$E_s$ : Módulo de deformación longitudinal del acero.

$$E_s : \underline{200000.00} \text{ MPa}$$

$k_t$ : Factor que depende de la duración de la carga.

$$k_t : \underline{0.40}$$

$\sigma_s$ : Tensión en la armadura traccionada, suponiendo la sección fisurada.

$$\sigma_s : \underline{194.00} \text{ MPa}$$

$f_{ctm,fl}$ : Resistencia media a flexotracción del hormigón.

$$f_{ctm,fl} : \underline{1.90} \text{ MPa}$$

$\rho_{p,eff}$ : Relación entre el área de la armadura traccionada y el área eficaz de hormigón sometido a tracción.

$$\rho_{p,eff} : \underline{0.04}$$

Donde:

$A_{c,eff}$ : Área eficaz de hormigón traccionado en el instante previo a la fisuración del hormigón (estado I).

$$A_{c,eff} : \underline{5723.75} \text{ mm}^2$$

$A_s$ : Área de la armadura traccionada.

$$A_s : \underline{201.06} \text{ mm}^2$$

$\alpha_e$ : Relación entre el módulo de elasticidad de la armadura pasiva y el módulo de elasticidad secante del hormigón.

$$\alpha_e : \underline{5.83}$$

Donde:

$E_{cm}$ : Módulo de elasticidad secante  
del hormigón.

$E_{cm}$  : 34329.60 MPa

**Equilibrio de la sección en el instante previo a la fisuración del hormigón:**

$N_{td}, M_{td}$  Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

$N_{td}$ : Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).

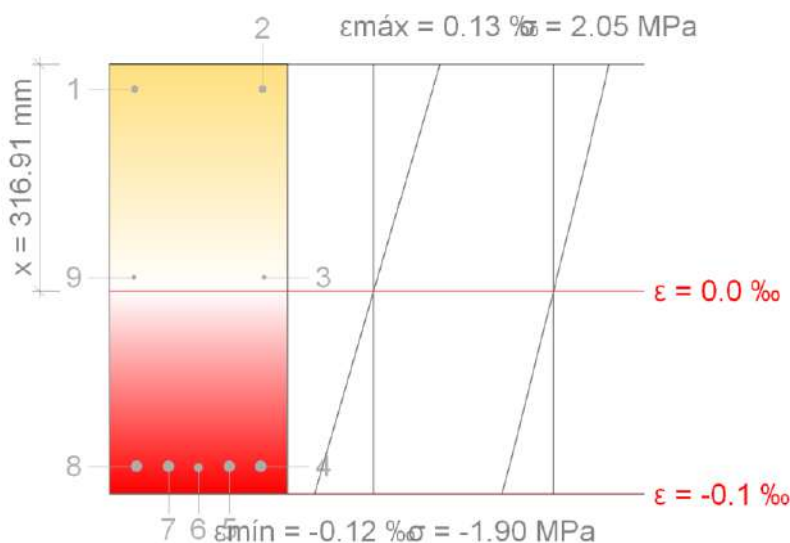
$M_{td,x}$ : Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$ : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$N_{td}$  : 0.00 kN

$M_{td,x}$  : 0.00 kN·m

$M_{td,y}$  : 35.64 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s^I$ (MPa)	$\epsilon$
4	Ø16	87.00	-262.00	-20.51	-0.000103
5	Ø16	42.50	-262.00	-20.51	-0.000103
6	Ø12	0.00	-264.00	-20.68	-0.000103
7	Ø16	-42.50	-262.00	-20.51	-0.000103
8	Ø16	-87.00	-262.00	-20.51	-0.000103

**Equilibrio de la sección en el instante en que se fisura el hormigón:**

$N_{td}, M_{td}$  Esfuerzos que originan que la fibra más traccionada del hormigón alcance la resistencia a tracción con el mismo esfuerzo axil solicitante.

$N_{td}$ : Esfuerzo axil (valores positivos indican compresión).

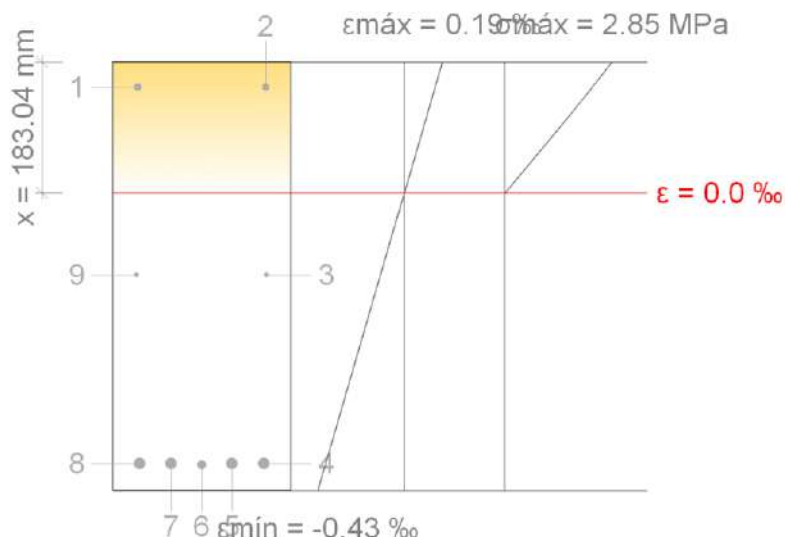
$M_{td,x}$ : Momento flector alrededor del eje 'X'.

$M_{td,y}$ : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$N_{td}$  : 0.00 kN

$M_{td,x}$  : 0.00 kN·m

$M_{td,y}$  : 35.64 kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_{sr}$ (MPa)	$\epsilon$
3	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000118
4	Ø16	87.00	-262.00	-77.26	-0.000386
5	Ø16	42.50	-262.00	-77.26	-0.000386
6	Ø12	0.00	-264.00	-77.67	-0.000388
7	Ø16	-42.50	-262.00	-77.26	-0.000386
8	Ø16	-87.00	-262.00	-77.26	-0.000386
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000118

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:**

$N_{ed}, M_{ed}$  Esfuerzos solicitantes.

$N_{ed}$ : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

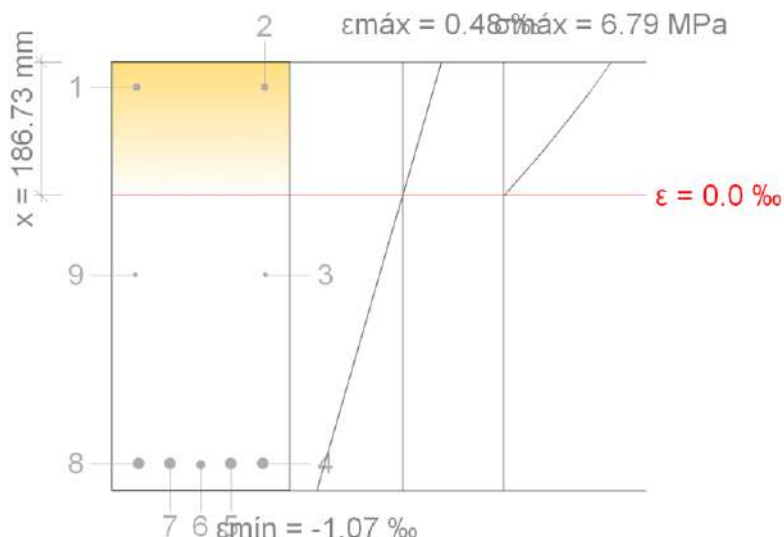
$M_{ed,x}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,y}$ : Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$N_{ed} : 0.00$  kN

$M_{ed,x} : 0.00$  kN·m

$M_{ed,y} : 89.15$  kN·m



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon$
3	Ø8	91.00	1.50	0.00	-0.000289
4	Ø16	87.00	-262.00	-194.00	-0.000970
5	Ø16	42.50	-262.00	-194.00	-0.000970
6	Ø12	0.00	-264.00	-195.03	-0.000975
7	Ø16	-42.50	-262.00	-194.00	-0.000970
8	Ø16	-87.00	-262.00	-194.00	-0.000970
9	Ø8	-91.00	1.50	0.00	-0.000289

**Área mínima de armadura** (Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 7.3.2)

Para garantizar que la armadura dispuesta es mayor o igual que la mínima necesaria para asegurar la transmisión de las tracciones del hormigón a las armaduras en el momento de producirse la fisuración, se debe satisfacer:

$$85.25 \text{ MPa} < 400.00 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Donde:

$\sigma_{sr}$ : Tensión de las armaduras en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} : \underline{85.25} \text{ MPa}$$

$f_{yk}$ : Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva.

$$f_{yk} : \underline{400.00} \text{ MPa}$$

$N_{td}$ : Esfuerzo axial (valores positivos indican compresión).

$$N_{td} : \underline{0.00} \text{ kN}$$

$M_{td,x}$ : Momento flector alrededor del eje 'X'.

$$M_{td,x} : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{td,y}$ : Momento flector alrededor del eje 'Y'.

$$M_{td,y} : \underline{-35.16} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**Fisuración debida a tensiones tangenciales de cortante** (EN 1992-1-1:2004/AC 2008, Artículo 7.3.3 (5))

Al cumplirse las indicaciones del artículo 7.3.3 (5) el control de la fisuración debida a los efectos de las tensiones tangenciales por cortante se considera suficientemente asegurado.

## 5.- COMPROBACIONES DE FLECHA

<b>A plazo infinito (Cuasipermanente)</b> $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	<b>Activa (Cuasipermanente)</b> $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/500$	Estado
$f_{T,max}$ : 16.44 mm $f_{T,lim}$ : 31.37 mm	$f_{A,max}$ : 12.91 mm $f_{A,lim}$ : 15.69 mm	<b>CUMPLE</b>

### Flecha total a plazo infinito para la combinación "Cuasipermanente" de acciones

La flecha máxima se produce en la planta 'Techo PT2' y en la sección '3.93 m' para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

$$16.44 \text{ mm} \leq 31.37 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$f_{T,lim}$ : límite establecido para la flecha total a plazo infinito  
 $f_{T,lim} = L/250$   
**L**: longitud de referencia

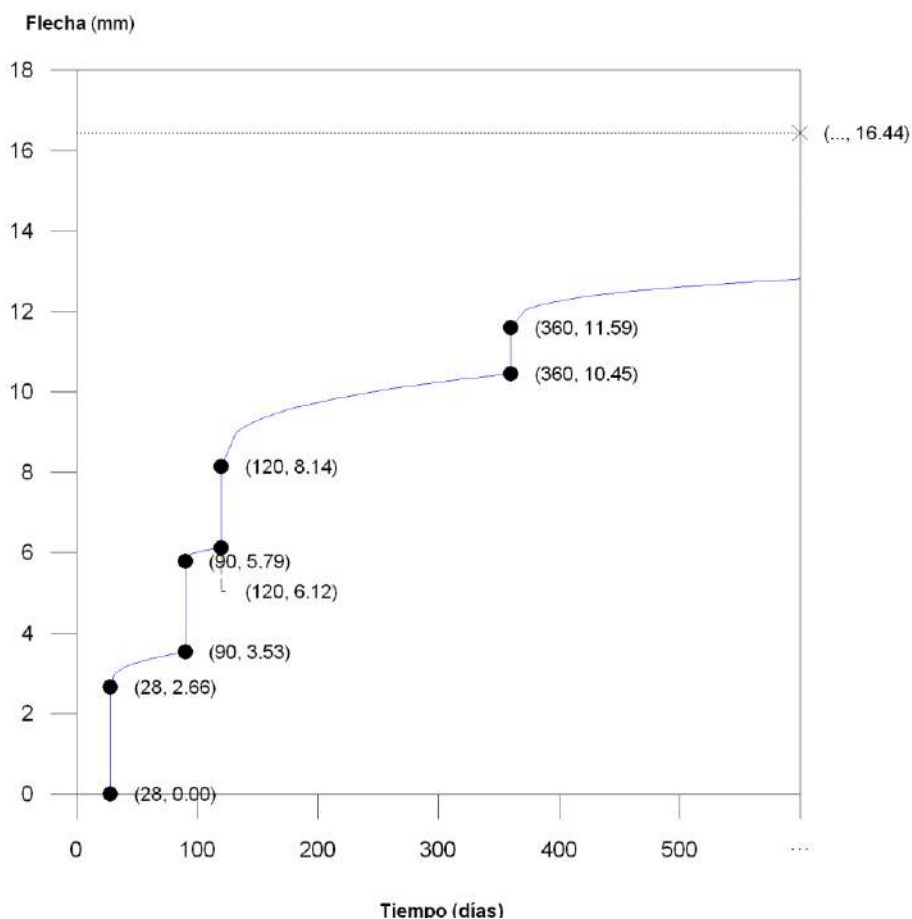
$$f_{T,lim} : \underline{31.37} \text{ mm}$$

$$L : \underline{7.84} \text{ m}$$

$f_{T,max}$ : valor máximo de la flecha total

$$f_{T,max} : \underline{16.44} \text{ mm}$$

### **Flecha total a plazo infinito**



Escalón de carga	$t_i$ (días)	$t_f$ (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	2.66	2.66	0.87	3.53	3.53
2-3	90	120	3.53	2.26	5.79	0.33	6.12	6.12
3-4	120	360	6.12	2.02	8.14	2.31	10.45	10.45
4-∞	360	∞	10.45	1.13	11.59	4.85	16.44	16.44

Donde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$t_f$ : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$ : flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de  $t_i$

$\Delta f_i(t_i)$ : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$

$f(t_i)$ : flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de  $t_i$

$f_{dif}(t_0, t_f)$ : flecha total diferida producida en el intervalo  $(t_i, t_f)$

$f_{tot}(t_f)$ : flecha total producida hasta el instante  $t_f$

$f_{tot,max}(t_f)$ : flecha total máxima producida hasta el instante  $t_f$

### Flecha instantánea

Escalón de carga	$t_i$	$q(t_i)$	Combinación de acciones	$E_c$ (MPa)	$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	34329.60	236067.24	2.66	2.66	2.66
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	35487.30	163807.39	4.92	2.26	4.92
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	35686.75	143858.32	6.94	2.02	6.94
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	36237.39	131655.86	8.08	1.13	8.08

Donde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$ : carga aplicada en el instante inicial 't<sub>i</sub>'

$f_i$ : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante  $t_i$

$\Delta f_i$ : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$ , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes  $t_i$  y  $t_{i-1}$ .

$f_{i,max}$ : valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante  $t_i$

$E_c$ : módulo de deformación del hormigón

$E_c$ : módulo de deformación secante a los 28 días

$I_e$ : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	$t_i$	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{e,i}$ (cm <sup>4</sup> )
1	28 días	Peso propio	236067.24	236067.24
2	90 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería	163807.39	163807.39

Escalón	$t_i$	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{e,i}$ (cm <sup>4</sup> )
3	120 días	Peso propio, Cargas permanentes Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento	143858.32	143858.32
4	12 meses	Peso propio, Cargas permanentes Tabiquería, Cargas permanentes Pavimento, Sobrecarga de uso	131655.86	131655.86

Siendo:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$ : cargas que actúan a partir del instante  $t_i$

$I_{e,i}$ : inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$I_{e,v,i}$ : inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de  $I_{e,v}$ , que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$ : momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v} : 131655.86 \text{ cm}^4$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

$\alpha_i$ : coeficiente de combinación para el caso 'i'

$\alpha_A$	$\alpha_B$	$\alpha_{C1}$	$\alpha_{C2}$	$\alpha_{D1}$	$\alpha_{D2}$
0.74	0	0	0	0.12	0.14

**$I_{ec}$** : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano  **$I_{ec} : 130180.99 \text{ cm}^4$**

**$I_{ee1}$** : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)  **$I_{ee1} : 117262.19 \text{ cm}^4$**

**$I_{ee2}$** : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)  **$I_{ee2} : 151548.43 \text{ cm}^4$**

Se calcula mediante la fórmula de Bischoff:

Sección	$I_b$ (cm <sup>4</sup> )	$I_f$ (cm <sup>4</sup> )	$M_f$ (kN·m)	$M_a$ (kN·m)	$I_{ei}$ (cm <sup>4</sup> )
Extremo (1)	450000.00	104656.26	-35.165	-93.955	117262.19
Centro de vano	450000.00	115602.61	35.746	92.080	130180.99
Extremo (2)	450000.00	139423.68	-37.604	-110.446	151548.43

Siendo:

- $I_b$** : momento de inercia de la sección bruta
- $I_f$** : momento de inercia de la sección fisurada
- $M_f$** : momento de fisuración de la sección
- $M_a$** : momento flector aplicado en la sección

### Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ( $f_{dif}(t_i, t_f)$ )

$f_{dif}(t_i, t_f)$ : flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

Intervalo de carga	$t_i$	$t_f$	Combinación de acciones	$\Delta f_i$ (mm)	$\Sigma \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\varphi(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	2.66	2.66	0.67	1.00	0.33	0.87
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	2.26	4.92	1.00	1.07	0.07	0.33
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	2.02	6.94	1.07	1.40	0.33	2.31
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	1.13	8.08	1.40	2.00	0.60	4.85

Donde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$t_f$ : instante final de cada intervalo de carga considerado

$\Delta f_i$ : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$ , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes  $t_i$  y  $t_{i-1}$ .

$\xi(t_i)$ : coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$ : coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\varphi(t_i, t_f)$ : factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga ( $t_i, t_f$ )

**Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Cuasipermanente"**

La flecha máxima se produce en la planta 'Techo PT2' y en la sección '3.93 m' para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso

**12.91 mm ≤ 15.69 mm ✓**

$f_{A,lim}$ : límite establecido para la flecha activa

$f_{A,lim} = L/500$

**L**: longitud de referencia

$f_{A,lim} : \underline{15.69} \text{ mm}$

**L** : 7.84 m

$f_{A,max}$ : flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

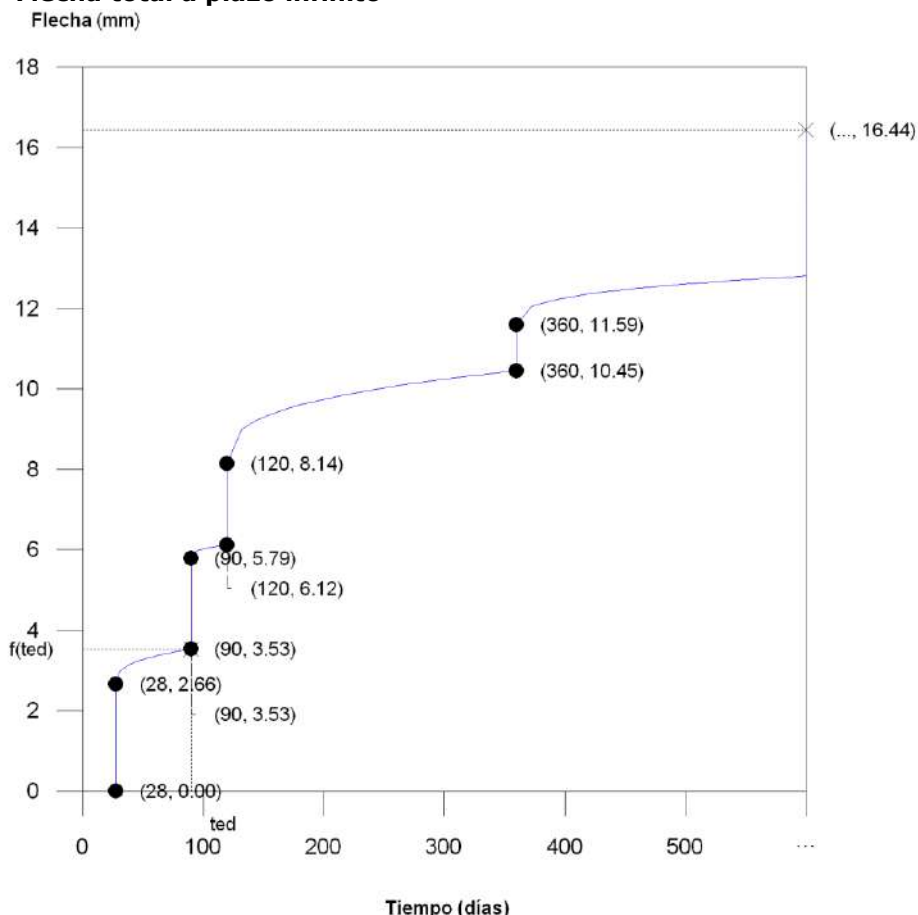
$f_{A,max}$  : 12.91 mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ( $f(t_{ed})$ )

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$ : flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses"

$f_{T,max}(t_{ed},\infty)$  : 16.44 mm

### Flecha total a plazo infinito



Escalón de carga	$t_i$ (días)	$t_f$ (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0, t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	2.66	2.66	0.87	3.53	3.53
2-3	90	120	3.53	2.26	5.79	0.33	6.12	6.12
3-4	120	360	6.12	2.02	8.14	2.31	10.45	10.45
4-∞	360	∞	10.45	1.13	11.59	4.85	16.44	16.44

Donde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$t_f$ : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$ : flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de  $t_i$

$\Delta f_i(t_i)$ : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$

$f(t_i)$ : flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de  $t_i$

$f_{dif}(t_0, t_f)$ : flecha total diferida producida en el intervalo ( $t_i, t_f$ )

$f_{tot}(t_f)$ : flecha total producida hasta el instante  $t_f$

$f_{tot,max}(t_f)$ : flecha total máxima producida hasta el instante  $t_f$

### Flecha instantánea

Escalón de carga	$t_i$	$q(t_i)$	Combinación de acciones	$E_c$ (MPa)	$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	34329.60	236067.24	2.66	2.66	2.66
2	90 días	Cargas permanentes - Tabiquería	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	35487.30	163807.39	4.92	2.26	4.92
3	120 días	Cargas permanentes - Pavimento	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	35686.75	143858.32	6.94	2.02	6.94
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	36237.39	131655.86	8.08	1.13	8.08

Donde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$ : carga aplicada en el instante inicial 't<sub>i</sub>'

$f_i$ : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante  $t_i$

$\Delta f_i$ : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$ , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes  $t_i$  y  $t_{i-1}$ .

$f_{i,max}$ : valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante  $t_i$

$E_c$ : módulo de deformación del hormigón

$E_c$ : módulo de deformación secante a los 28 días

$I_e$ : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	$t_i$	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{e,i}$ (cm <sup>4</sup> )
1	28 días	Peso propio	236067.24	236067.24
2	90 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería	163807.39	163807.39
3	120 días	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento	143858.32	143858.32
4	12 meses	Peso propio, Cargas permanentes - Tabiquería, Cargas permanentes - Pavimento, Sobrecarga de uso	131655.86	131655.86

Siendo:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$ : cargas que actúan a partir del instante  $t_i$

$I_{e,i}$ : inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$I_{e,v,i}$ : inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de  $I_{e,v,i}$  que se produce para el escalón de carga "4"

$I_{e,v}$ : momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$I_{e,v} : 131655.86 \text{ cm}^4$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e, \text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e, \text{caso B}} \\ + \alpha_{C1} \cdot I_{e, \text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e, \text{caso C2}} \\ + \alpha_{D1} \cdot I_{e, \text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e, \text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.75I_{ec} + 0.25I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

$\alpha_i$ : coeficiente de combinación para el caso 'i'

$\alpha_A$	$\alpha_B$	$\alpha_{C1}$	$\alpha_{C2}$	$\alpha_{D1}$	$\alpha_{D2}$
0.74	0	0	0	0.12	0.14

**$I_{ec}$** : momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano  **$I_{ec} : 130180.99 \text{ cm}^4$**

**$I_{ee1}$** : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1)  **$I_{ee1} : 117262.19 \text{ cm}^4$**

**$I_{ee2}$** : momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2)  **$I_{ee2} : 151548.43 \text{ cm}^4$**

Se calcula mediante la fórmula de Bischoff:

Sección	$I_b$ (cm <sup>4</sup> )	$I_f$ (cm <sup>4</sup> )	$M_f$ (kN·m)	$M_a$ (kN·m)	$I_{ei}$ (cm <sup>4</sup> )
Extremo (1)	450000.00	104656.26	-35.165	-93.955	117262.19
Centro de vano	450000.00	115602.61	35.746	92.080	130180.99
Extremo (2)	450000.00	139423.68	-37.604	-110.446	151548.43

Siendo:

**$I_b$** : momento de inercia de la sección bruta

**$I_f$** : momento de inercia de la sección fisurada

**$M_f$** : momento de fisuración de la sección

**$M_a$** : momento flector aplicado en la sección

### Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ( $f_{dir}(t_i, t_f)$ )

$f_{dif}(t_i, t_f)$ : flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

Intervalo de carga	$t_i$	$t_f$	Combinación de acciones	$\Delta f_i$ (mm)	$\Sigma \Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\varphi(t_i, t_f)$	$f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	2.66	2.66	0.67	1.00	0.33	0.87
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería	2.26	4.92	1.00	1.07	0.07	0.33
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento	2.02	6.94	1.07	1.40	0.33	2.31
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+0.3Sobrecarga de uso	1.13	8.08	1.40	2.00	0.60	4.85

Donde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$t_f$ : instante final de cada intervalo de carga considerado

$\Delta f_i$ : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante  $t_i$ , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes  $t_i$  y  $t_{i-1}$ .

$\xi(t_i)$ : coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$ : coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\varphi(t_i, t_f)$ : factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga  $(t_i, t_f)$

$f(t_{ed})$ : flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$  : 3.53 mm

La flecha total producida hasta el instante " $t_{ed}$ " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

## ANEXO 7 – DOTACIÓN DE AGUA POR BLOQUE

### Universidad Nacional del Caaguazú

Facultad de Ciencias y Tecnologías

Ing. Civil

“Proyecto Ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional del Caaguazú”

#### Sistema de Abastecimiento de Agua Corriente

Se adopta un sistema combinado o indirecto, cuando la presión que se tiene en la red de distribución no es la suficiente para llegar a los tanques elevados, como consecuencia principalmente de las alturas de algunos inmuebles, por lo tanto, hay necesidad de construir en forma particular sistemas o tanques de almacenamiento en la parte baja de las construcciones. A partir de las cisternas, por medio de bombas, se eleva el agua hasta los tanques elevados para que a partir de estos se realice la distribución de agua por gravedad a los diferentes niveles y muebles en forma particular o general según el tipo de instalación y servicio lo requiera.

- Cuando la distribución se hace por gravedad es necesario que el fondo del tanque elevado este como mínimo a 2,00m sobre la salida más alta, ya que esta diferencia de altura proporciona una presión igual a 0,2kg/cm<sup>2</sup> que es la mínima requerida para un eficiente funcionamiento de los muebles de uso doméstico.
- Para reserva de incendio estimar 1/5 (20)% del consumo diario total calculado.

#### 1. BLOQUE ADMINISTRATIVO

##### Cálculo de Tanque Elevado

Cada piso cuenta con 16 oficinas, actualmente se cuenta con 43 funcionarios. Se proyecta este edificio para unas 20 personas por piso.

- El bloque cuenta con 4 pisos.
- El edificio estará destinado para 80 personas.
- El consumo per cápita por persona para edificios de oficina es de 50 L/día.

Tipo de edificio o lugar	Consumo Estimado en lts por día
Residencia particular	80 per cápita o 80 lts/día x personas/día
Casa popular o rústica	120 per cápita
Residencia	150 per cápita
Departamentos	300 per cápita
Hoteles	120 per habitación
Hospitales	150 por cama
Escuelas e internatos	150 per cápita
Escuelas y colegios públicos	50 per cápita
Cuartels	150 per cápita
Edificios públicos o comerciales	50 per cápita
Oficinas	50 per cápita
Cines y teatros	1 por lugar
Iglesias y templos	1 por lugar
Restaurantes	15 por cada comensal
Estacionamientos con lavado	30 por automóvil
Lavanderías de ropa y prendas	30 por cada kg de ropa seca

##### 1.1 Consumo diario total

dotación := 50 lts/día

población := 80

$C_d := \text{dotación} \cdot \text{población} = 4000$  lts/día      consumo diario

$C_i := 20\% \cdot C_d = 800$  lts/día      consumo de incendio

$C_{dt} := C_d + C_i = 4800$  lts/día      consumo diario total

Según las consideraciones escritas arriba, se considera un tanque de 5000lts.

## Universidad Nacional del Caaguazú

Facultad de Ciencias y Tecnologías  
Ing. Civil

“Proyecto Ejecutivo de edificación para la Facultad de Ciencias y Tecnologías de la Universidad Nacional del Caaguazú”

### 2. BLOQUE DE AULAS Cálculo de Tanque Elevado

Cada piso cuenta con 6 aulas.

- El bloque cuenta con 3 pisos.
- El consumo per cápita por persona para instituciones educactivas es de 30 L/día.

#### 1.1 Consumo diario total

$dotación := 30$  lts/día

$población := 320$

$C_d := dotación \cdot población = 9600$  lts/día      consumo diario

$C_i := 20\% \cdot C_d = 1920$  lts/día      consumo de incendio

$C_{dt} := C_d + C_i = 11520$  lts/día      consumo diario total

Según las consideraciones escritas arriba, se optó por colocar dos tanques de 5000L.

### 3. BLOQUE DE CANTINAS Cálculo de Tanque Superior e Inferior

El bloque de cantina cuenta con 150 m<sup>2</sup> de area útil.

- El consumo per cápita por persona para restaurantes es de 50 L/día/m<sup>2</sup> de area util.

#### 1.1 Consumo diario total

$dotación := 50$  lts/día

$area := 85$  m<sup>2</sup>

$C_{dt} := dotación \cdot area = 4250$  lts/día      consumo diario total

Según las consideraciones escritas arriba, se optó por utilizar 2 tanques de 2000L c/u.

## **DOCUMENTOS DIGITALES**

- Libro de Tesis
- Planos Arquitectónicos
- Planos Estructurales
- Planos de Instalaciones
- Vistas 3D Renderizadas
- Recorrido Virtual
- Cómputo y Presupuestos
- Memoria de Calculo Estructurales