



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FISICAS Y NATURALES

ASIGNATURA: PRACTICA SUPERVISADA

**“DISEÑO Y CALCULO DE ESTRUCTURA RESISTENTE PARA
TRIBUNAS DE CANCHA DE FUTBOL DE LA CIUDAD
DEPORTIVA DE VILLA MARIA”**

AUTOR: FLORES, Rubén André

TUTOR INTERNO: Ing. FRAGUEIRO, Agustín

SUPERVISOR EXTERNO: Ing. NOVILLO, Narciso

EMPRESA: GRUPO CONSULTOR INTEGRAL DEL SUR (GCIS)

**INGENIERIA CIVIL
AÑO 2020**

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecer, en primer lugar, a toda mi familia, por su esfuerzo, por haberme apoyado y acompañado lo suficiente como para no decaer cuando todo parecía complicado, como así también en cada toma de decisión, no solamente durante mi carrera universitaria sino también a lo largo de mi vida. Además, dedico este informe final a mis abuelos Jorge, Lucila y María y mi tía Alejandra, que me cuidan desde algún lugar.

A todos mis amigos, tanto los de toda la vida como así también los que hice en la Facultad, por la compañía, por el apoyo moral y por cada momento compartido.

Al Consejo Profesional de la Agrimensura, Ingeniería y Arquitectura de la Provincia de Santa Cruz (CPAIA), por el apoyo tanto a mi como a otros jóvenes de la provincia que deciden estudiar dichas carreras, adjudicándonos una beca, la cual fue de mucha ayuda para poder solventar los gastos que implica estudiar en el interior del país.

A todos los docentes que tuve durante toda mi carrera universitaria, por los conocimientos que me enseñaron, por transmitirme la experiencia que adquirieron durante su vida profesional y, muchas veces, incentivarme a seguir estudiando esta carrera.

Agradezco a la Consultora GCIS y a todo el personal, por darme la posibilidad de realizar la Práctica Profesional Supervisada y hacerme sentir muy cómodo en dicha empresa. A mi tutor externo, el Ing. Narciso Novillo, por transmitirme su experiencia y tomarse el tiempo de despejar cada una de las dudas que se me presentaban durante el desarrollo de la PS. A mi tutor interno, el Ing. Agustín Fragueiro, por haberme ayudado y aconsejado al realizar este informe.

Por último, agradezco a la Universidad Nacional de Córdoba y a cada uno de los habitantes del país que hacen posible la Educación Pública y de Calidad.

RESUMEN

El presente informe corresponde a la Práctica Profesional Supervisada (PPS) realizada: *“Diseño y cálculo de estructura resistente para tribunas de polideportivo en Villa María”*, llevado a cabo por el alumno Flores, Ruben André. La misma fue llevada a cabo en la consultora GCIS (Grupo Consultor Integral del Sur), en el campo del cálculo estructural.

Dicha PPS, se realizó a fines de 2019. La misma consistió en el diseño y cálculo de la estructura de Hormigón Armado de las tribunas de la cancha de futbol 11 para la Ciudad Deportiva que se realizará en Villa María.

En primer lugar, se planteó la modulación y prediseño de la estructura de H°A°, para ello, se analizaron los planos de arquitectura y documentación elevada desde la Municipalidad de Villa María.

Luego, en base a la estructura planteada, se realizó el modelo numérico de cada una de las tribunas con la ayuda del software de cálculo estructural (RAM-Elements), para poder determinar los esfuerzos más desfavorables de cada uno de los elementos que componen a la estructura, donde dichos esfuerzos son producidos por las diferentes combinaciones de carga a las que se encuentra sometida la misma.

Seguidamente, se realizó el dimensionado de los diferentes elementos estructurales, a partir de los esfuerzos anteriormente mencionados y siguiendo los lineamientos de los Reglamentos utilizados.

Finalmente, de forma complementaria, se realizaron los correspondientes planos generales y de detalle de la estructura de cada una de las tribunas.

INDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS.....	1
RESUMEN.....	2
INDICE DE FIGURAS.....	5
INDICE DE TABLAS.....	6
CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN	7
1.1. GENERALIDADES	7
1.2. PLAN DE ACTIVIDADES	7
1.3. OBJETIVOS	7
1.3.1. Objetivos generales.....	7
1.3.2. Objetivos particulares.....	8
1.4. DESCRIPCION DEL PROYECTO	8
CAPITULO 2: BASES DEL DISEÑO.....	15
2.1. REGLAMENTOS DE APLICACIÓN.....	15
2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	15
2.3. ANALISIS DE CARGAS	15
2.3.1. Cargas permanentes (DL).....	16
2.3.2. Cargas variables o sobrecargas (LL).....	16
2.3.3. Cargas sísmicas (Sx y Sz)	16
2.4. COMBINACIONES DE CARGAS	20
CAPITULO 3: DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	21
3.1. PLANTAS DE GRADAS Y PORTICOS.....	21
3.2. VIGAS DE FUNDACION	22
3.3. GRADA PG1	23
3.4. GRADA PG2	26
CAPITULO 4: MODELO NUMÉRICO	30
4.1. MODELACIÓN GEOMETRICA.....	30
4.2. MATERIALES.....	33
4.3. INTERACCION CON EL SUELO Y SUPOSICIONES DEL MODELO	34
4.4. CARGAS ACTUANTES.....	36
4.4.1. Cargas permanentes (DL).....	36
4.4.2. Sobrecargas (LL)	37
4.4.3. Cargas sísmicas (Sx y Sz)	37
4.5. RESULTADOS	39
CAPITULO 5: DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	41
5.1. VIGAS INCLINADAS	42
5.1.1. Armadura longitudinal	43
5.1.2. Armadura de corte.....	45
5.1.3. Respaldo.....	47
5.1.4. Inserto.....	48
5.2. COLUMNA	49
5.3. CABEZALES	50
5.3.1. Cabezal de 3 pilotes (Cabezal 1).....	51

5.3.2. Cabezal de 2 pilotes (Cabezal 2).....	53
5.3.3. Cabezal de 1 pilote (Cabezal 3)	55
5.4. VERIFICACION DEL SUELO A FUERZAS HORIZONTALES	56
5.5. VIGAS DE FUNDACIÓN	56
5.5.1. Vigas de fundación de 25cmx33cm	56
5.5.2. Vigas de fundación de 30cmx40cm	58
5.5.3. Vigas de fundación de 30cmx60cm	59
5.6. GRADA PG1	61
5.6.1. Armadura longitudinal	61
5.6.2. Armadura de corte.....	62
5.6.3. Armadura para transporte	63
5.6.4. Insertos	64
5.7. GRADA PG2	64
5.7.1. Armadura longitudinal, de corte y de transporte	64
5.7.2. Armadura para respaldo.....	65
CONCLUSIÓN.....	67
BIBLIOGRAFÍA.....	68
ANEXO 1 - PLANOS.....	69
ANEXO 2 – CALCULO DE VIGAS DE FUNDACIÓN.....	70

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

Figura 1.1. Imagen satelital con la ubicación de la Ciudad de Villa María	8
Figura 1.2. Imagen satelital con la ubicación del proyecto	9
Figura 1.3. Planimetría de la Ciudad Deportiva de Villa María	11
Figura 1.4. Planimetría del Sector Norte	12
Figura 1.5. Ubicación de locales en el Sector Norte.....	12
Figura 1.6. Planimetría del Sector Sur	13
Figura 1.7. Ubicación de locales en el Sector Sur.....	13
Figura 1.8. Sectores de las tribunas de la cancha de fútbol 11	14

CAPITULO 2. BASES DEL DISEÑO

Figura 2.1. Zonificación sísmica de la República Argentina	17
Figura 2.2. Espectro elástico y reducido	19

CAPITULO 3. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

Figura 3.1. Sector S1	21
Figura 3.2. Sector S3.....	21
Figura 3.3. Detalle extremo de gradas	22
Figura 3.4. Corte de estructura indeformada.....	23
Figura 3.5. Elemento “L” premoldeado grada PG1.....	23
Figura 3.6. Elemento “L” premoldeado grada PG1 en extremo	23
Figura 3.7. Grafico Amplitud – Frecuencia. Fenómeno de resonancia	24
Figura 3.8. Modelo y masas de Grada PG1	25
Figura 3.9. Periodo de vibración Grada PG1 – Modo 1.....	25
Figura 3.10. Periodo de vibración Grada PG1 – Modo 2.....	26
Figura 3.11. Elemento “L” premoldeado Grada PG2.....	26
Figura 3.12. Modelo y masas de Grada PG2	27
Figura 3.13. Periodo de vibración Grada PG2 – Modo 1	28
Figura 3.14. Periodo de vibración Grada PG2– Modo 2.....	28
Figura 3.15. Corte de estructura definida	29

CAPITULO 4. MODELO NUMÉRICO

Figura 4.1. “Members” del modelo	31
Figura 4.2. RAM – Sección de columna.....	31
Figura 4.3. RAM – Sección de viga principal.....	31
Figura 4.4. RAM – Sección de cabezal 106cmx106cm	32
Figura 4.5. RAM – Sección de cabezal 50cmx140cm	32
Figura 4.6. RAM – Sección de viga de fundación 25cmx33cm.....	32
Figura 4.7. RAM – Sección de viga de fundación 30cmx40cm.....	32
Figura 4.8. RAM – Sección de viga de fundación 30cmx60cm.....	33
Figura 4.9. RAM – Sección de pilotes	33
Figura 4.10. Modelo renderizado	33
Figura 4.11. RAM – Hormigón H-25.....	34
Figura 4.12. RAM – Resortes en dirección X y Z	35
Figura 4.13. RAM – “Shells” material sin peso	35
Figura 4.14. RAM – Suposiciones del modelo	36
Figura 4.15. RAM – Cargas permanentes (DL).....	36
Figura 4.16. RAM – Sobrecargas (LL)	37
Figura 4.17. Áreas de influencia para el cálculo de masas	37
Figura 4.18. RAM – Ubicación de masas.....	39

Figura 4.19. RAM – Diagrama de momentos flectores alrededor del eje Z (M33)	39
Figura 4.20. RAM – Diagrama de corte.....	40
Figura 4.21. RAM – Diagrama de esfuerzo axial.....	40

CAPITULO 5. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Figura 5.1. RAM – Members y nudos de pórtico considerado	42
Figura 5.2. RAM – Salida de resultados.....	42
Figura 5.3. Sección de viga principal en el tramo.....	47
Figura 5.4. Situación planteada para respaldo de viga principal	47
Figura 5.5. Sección de respaldo de viga principal	48
Figura 5.6. Diagrama de interacción	49
Figura 5.7. Abaco de interacción para la solicitación ultima	50
Figura 5.8. Sección de la columna.....	50
Figura 5.9. Geometría de cabezal 1	51
Figura 5.10. Cabezal 1 en 3D	51
Figura 5.11. Angulo entre biela y tensor	53
Figura 5.12. Geometría de cabezal 2.....	53
Figura 5.13. Geometría en altura de cabezal 2	54
Figura 5.14. Geometría de cabezal 3.....	55
Figura 5.15. Detalle de vigas de fundación V2 a V12.....	57
Figura 5.16. Detalle de viga de fundación V14.....	58
Figura 5.17. Planta de fundación de bloque de baños	59
Figura 5.18. Diagrama de momento flector y corte de la viga de fundación 65	60
Figura 5.19. Detalle de viga V65.....	61
Figura 5.20. Detalle de armadura de grada PG1.....	64
Figura 5.21. Carga considerada para respaldo de Grada PG2	65
Figura 5.22. Detalle de armadura de Grada PG2.....	66

INDICE DE TABLAS

CAPITULO 2. BASES DEL DISEÑO

Tabla 2.1. Peligrosidad sísmica	17
Tabla 2.2. Factores de reducción.....	18
Tabla 2.3. Coeficientes para el cálculo de Sa	19
Tabla 2.4. Valores del espectro reducido.....	20

CAPITULO 5. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Tabla 5.1. Solicitaciones de flexión y corte más desfavorables.....	43
---	----

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

A los fines de culminar con los requisitos académicos exigidos para la carrera de Ingeniería Civil por la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC), se realiza el siguiente Informe Técnico Final (ITF), el cual describe las tareas realizadas por el alumno Flores, Rubén André en el marco de la cátedra de Practica Supervisada.

Las actividades fueron realizadas en la oficina de la Consultora GCIS, especializada en el campo del cálculo tanto de estructuras de hormigón armado como de estructuras metálicas. Dichas tareas, por parte de la mencionada consultora, estuvieron bajo la supervisión del Ing. Narciso Novillo. Además, el Ing. Agustín Fragueiro, como tutor interno designado por la FCEFyN, orientó al alumno a redactar, elaborar y desarrollar el presente ITF.

El proyecto donde fue participe el alumno corresponde al diseño y cálculo de la estructura de H°A° de las tribunas de la cancha de futbol 11, que es parte de la Ciudad Deportiva de Villa María. Dicho proyecto, fue realizado en un periodo de 200hs durante los meses de Septiembre, Octubre y Noviembre del año 2019.

1.2. PLAN DE ACTIVIDADES

Durante este periodo, el alumno estuvo abocado a realizar las tareas que son listadas a continuación:

- Recopilación y análisis de antecedentes de interés.
- Análisis, discusión e interpretación de los planos de arquitectura para poder definir la estructura de las tribunas.
- Predimensionado de los distintos elementos que componen dicha estructura.
- Análisis de las distintas cargas a la que se encontrara sometida la misma y la definición de las diferentes combinaciones de carga.
- Ejecución del modelo numérico con la ayuda del software RAM-Elements
- Interpretación de los resultados obtenidos por el modelo
- Dimensionado y cálculo de armaduras para cada elemento estructural
- Desarrollo y confección de los planos generales y de detalle de la estructura.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivos generales

Los objetivos perseguidos por el alumno desde el punto de vista general, son los siguientes:

- Completar la formación académica.
- Contacto del estudiante con profesionales relacionados a la ingeniería.
- Aplicación, profundización e integración de los conocimientos adquiridos durante la carrera de ingeniería civil en el ámbito laboral.
- Experiencia práctica para su inserción en el ejercicio de la profesión.
- Aplicación de métodos y códigos propios de la organización laboral.
- Adquirir una visión sobre el funcionamiento de una empresa.

- Orientación del alumno respecto a su futuro ejercicio profesional
- Redactar informes técnicos convenientemente fundamentados acerca de la práctica propuesta y los resultados de su realización.

1.3.2. Objetivos particulares

Por su parte, los objetivos particulares se espera que el alumno pueda, al finalizar la PS:

- Obtener experiencia dentro del campo laboral profesional, sumando herramientas prácticas aplicadas a las necesidades reales del medio.
- Formar parte de un equipo de trabajo, cumpliendo con las responsabilidades cotidianas que la profesión exige.
- Analizar e interpretar los antecedentes y los distintos planos de arquitectura.
- Adquirir nuevos conocimientos en el uso de programas de cálculo, ejecución del modelo numérico, reglamentos, entre otros.
- Confeccionar los planos tanto generales como de detalle para que la estructura diseñada pueda ser llevada a la realidad.

1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto **CIUDAD DEPORTIVA DE VILLA MARÍA**, tiene como objeto el desarrollo de un complejo multideportivo cultural, ideado para permitir el desarrollo de actividades deportivas, recreativas y culturales, ofreciendo a Villa María un equipamiento público que pueda satisfacer el déficit actual y/o las necesidades y compromisos deportivos de los habitantes de la ciudad y sus instituciones.

Dicho proyecto se encuentra ubicado en la Ciudad de Villa María, Departamento de Colon, Córdoba, a unos 150 km al sureste de la capital provincial; más precisamente sobre la Ruta Nacional N° 9, a 3 km de la Universidad Nacional de Villa María.

En la Figura 1.1., se muestra una imagen satelital con la ubicación de la ciudad y en la Figura 1.2., en la imagen satelital se puede ver la ubicación del proyecto, sobre dicha ciudad.



Figura 1.1. Imagen satelital con la ubicación de la Ciudad de Villa María



Figura 1.2. Imagen satelital con la ubicación del proyecto

El complejo multideportivo, se encuentra concebido en un predio de aproximadamente 5,63 Ha de superficie. Dicho complejo, constara con la construcción de:

- **Control de Ingreso y Seguridad:** Se ubica en el ingreso del predio una oficina de control, en relación directa con la puerta y portón de ingreso y un muro de 2,50 m de altura para brindar seguridad.

Alrededor de todo el predio se realiza un alambrado olímpico de 2,50 m de altura con malla romboidal y tres hilos de alambre de púas superiores.

- **Estacionamientos:** Se ejecutarán dos playones de estacionamiento. Uno al ingreso del predio (al Sur) con capacidad para trescientos cincuenta y seis (356) vehículos y otro en cercanía con el Salón de Usos Múltiples (al Norte) con capacidad para ciento sesenta (160) vehículos. También se definirán estacionamientos a lo largo de la calle principal, para poder estacionar (125) vehículos repartidos por todo el predio y ocho (8) colectivos en la zona central.
- **Canchas de Futbol 7:** Se construirán dos canchas de futbol 7 de césped natural de 30,00 m de ancho x 50,00 m de largo, con riego artificial y torres de iluminación, ocupando una superficie total de 3000,00 m².
- **Pileta Cubierta Semiolímpica:** La ciudad deportiva contara con una pileta de natación de 12,50 m de ancho, 25,00 m de largo y 2,10 m de profundidad. Dentro de un recinto cerrado de 1270 m² y una altura libre promedio de 7 m.
- **Baños y vestuarios:** Baños y vestuarios diferenciados, hombres y mujeres, con accesibilidad universal. Superficie cubierta total de 372,00 m².
- **Comedores:** Dos bloques constructivos vinculados por un paso cubierto que ocupan una superficie total de 553 m². Un primer bloque destinado a comedores, que posee dos salones sectorizados y totalmente separados, un salón con capacidad para 115 comensales, otro salón para 85 comensales y una cocina

central. Un segundo bloque destinados a sanitarios, también separados y diferenciados.

- **Cancha de Handball:** Una cancha de handball de hormigón alisado mecánico de 20,00 m de ancho x 40,0 de largo descubierta, ocupando una superficie total de 1056 m².
- **Salón de Usos Múltiples, Gimnasio y Consultorios para EMMAC:** Salón cubierto para poder desarrollar diversas actividades (deportivas, culturales, conferencias, cenas y/o eventos en general) con una superficie total de 2745,00 m². Un Gimnasio de 170 m² con una altura de 5 m. Un Salón Multiuso de 1000 m² con una altura máxima de 7,50 m.
Tres Consultorios para rehabilitación y la Evaluación Médica para la Mediana y Alta Competencia (EMMAC) con una altura de 3 m y ocupando una superficie de 120 m².
- **Dormitorios:** Un bloque constructivo en “ele” ubicado en la zona norte del predio que ocupa una superficie total de 694 m². Puede albergar a 100 personas.
- **Estadio de fútbol 11:** Ocupando un total de 11300,00 m² de superficie de terreno, donde se desarrolla una cancha de futbol 11 de césped natural de 64,00 m de ancho x 100,00 m de largo (medida de campo de juego para partidos oficiales o partidos internacionales de competencia de la FIFA) y espacio reglamentario a su alrededor, con riego artificial y torres de iluminación.

Dependencias deportivas por 1148,00 m² que incluyen bancos de suplentes, vestuarios, duchas y sanitarios para jugadores locales y visitantes (diferenciados y separados). Vestuarios, duchas y sanitarios para árbitros (diferenciados). Baño para discapacitados. Ingresos independientes de equipos locales y visitantes a zona de vestuarios y a campo de juego. Cabina de Transmisión. Sanitarios para público general, depósitos, boleterías y quioscos.

Tres sectores de tribunas, con una superficie ocupada de 2145,00 m², para un total de 5150 personas sentadas, con ingreso y sanitarios independientes (Espacio libre para poder ampliar las tribunas a 4550 personas más). Dichos sectores se denominan de la siguiente manera:

- Sector Platea Norte (Sector S1): con capacidad para 1820 personas sentadas.
- Sector Platea Este (Sector S2): con butacas y una capacidad para 1510 personas sentadas.
- Sector Popular Sur (Sector S3): con una capacidad de 1.820 personas sentadas.

En la Figura 1.3, se puede observar la planimetría de todo el predio deportivo.

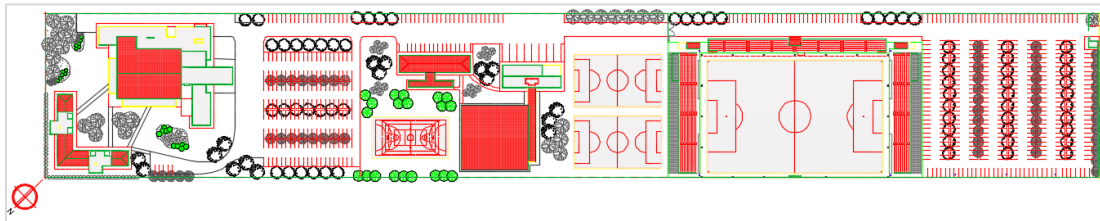


Figura 1.3. Planimetría de la Ciudad Deportiva de Villa María

Luego, en la Figura 1.4. y 1.5., se puede ver la planimetría y la ubicación de cada local del Sector Norte del predio, respectivamente. De la misma forma, la Figura 1.6. y 1.7. muestran lo mismo pero en el Sector Sur.

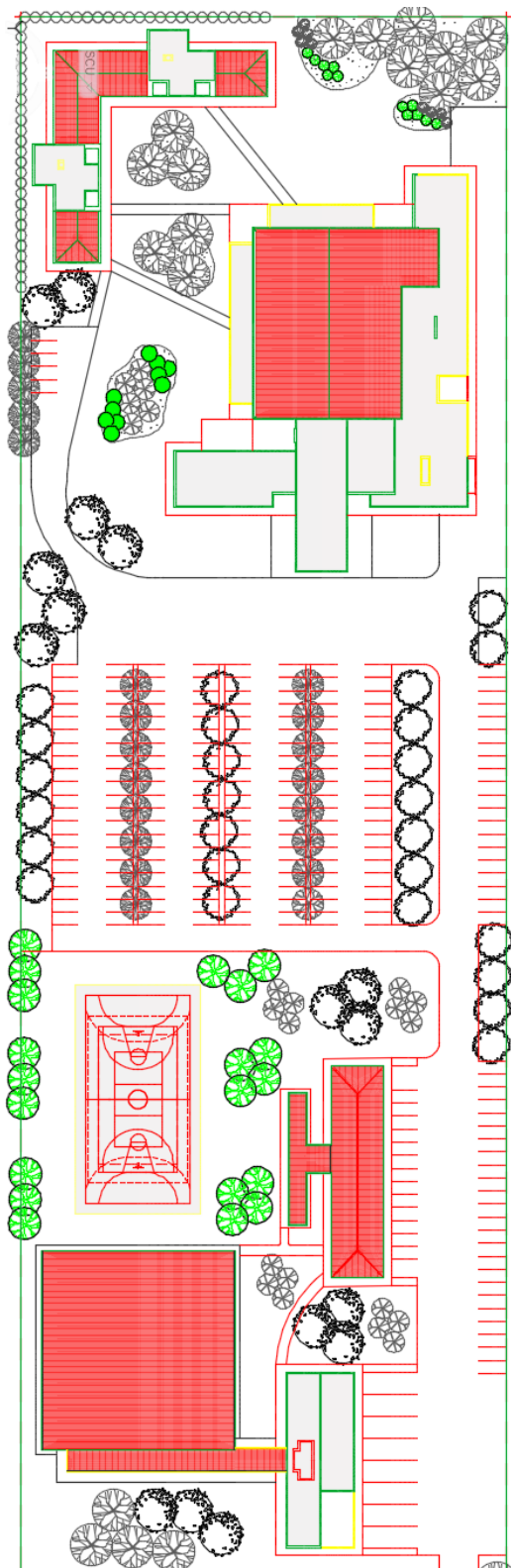


Figura 1.4. Planimetría del Sector Norte



Figura 1.5. Ubicación de locales en el Sector Norte

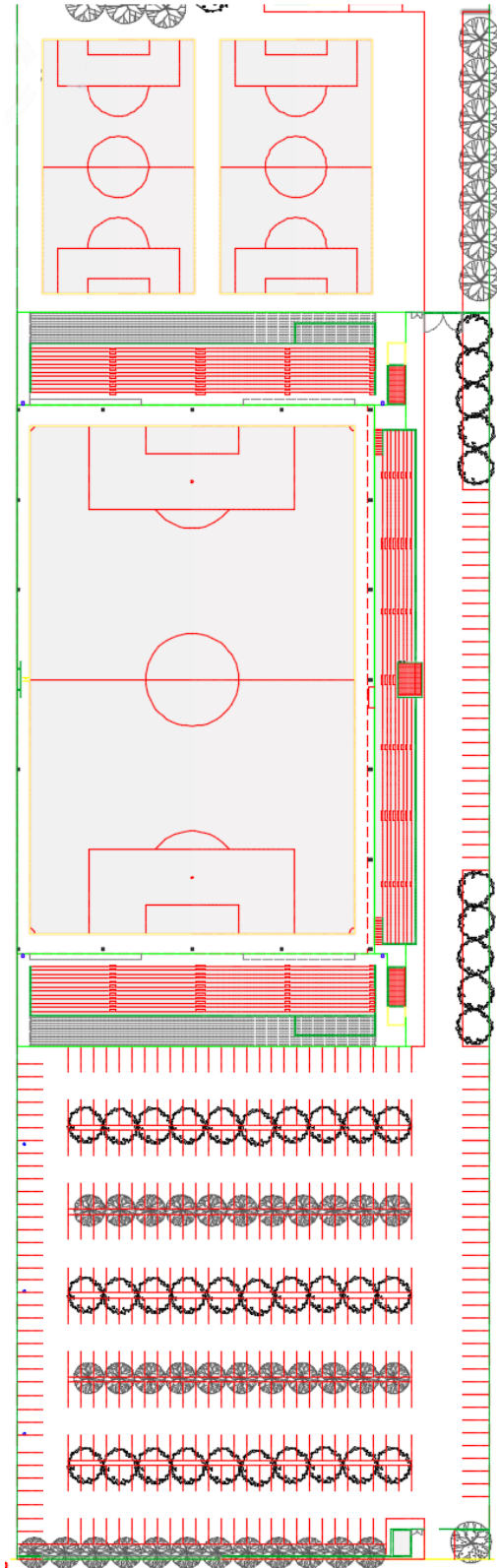


Figura 1.6. Planimetría del Sector Sur

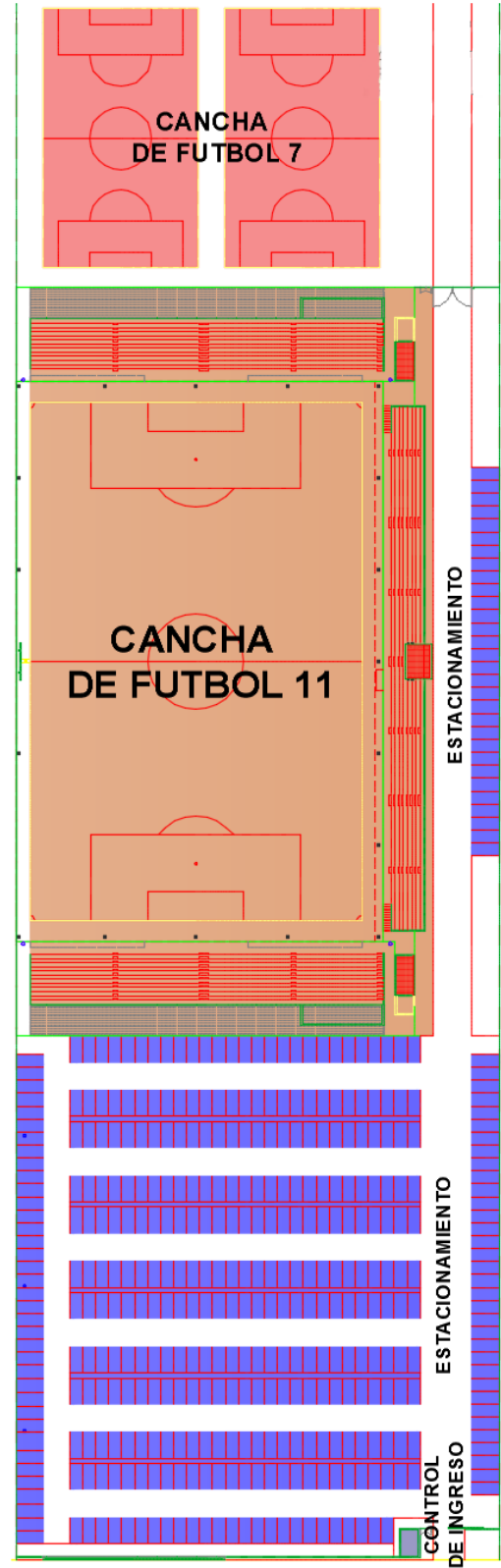


Figura 1.7. Ubicación de locales en el Sector Sur

Finalmente, el alumno estuvo abocado a realizar el proyecto referido al último ítem de los locales mencionados anteriormente. La Figura 1.8. muestra los sectores en los que se dividieron las tribunas de la cancha de futbol 11 y que se desarrollan en este informe.

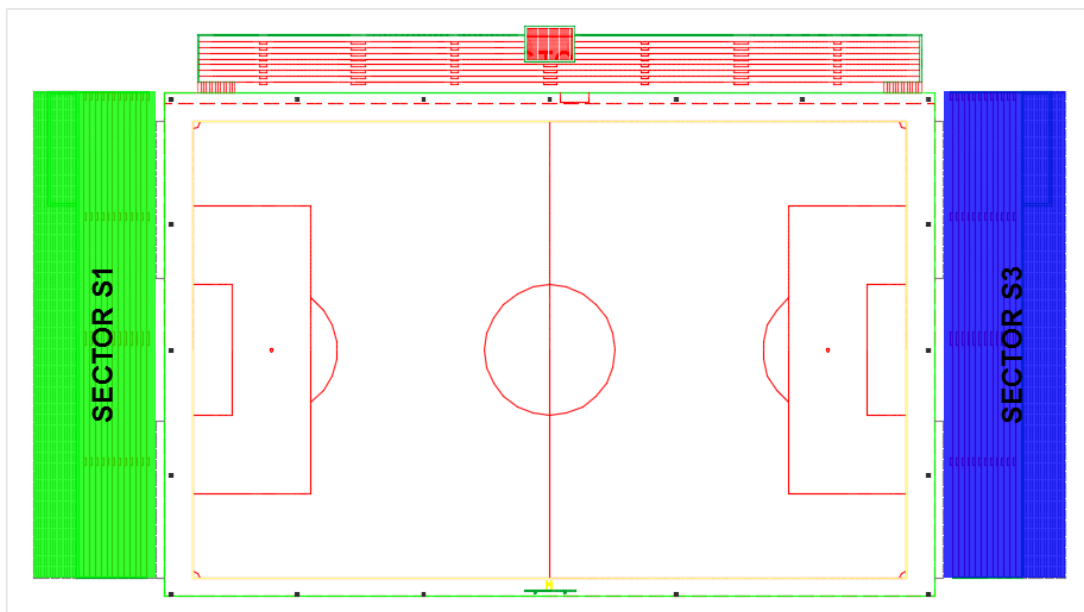


Figura 1.8. Sectores de las tribunas de la cancha de fútbol 11

CAPITULO 2. BASES DEL DISEÑO

2.1. REGLAMENTOS DE APLICACIÓN

Las cargas de diseños y requerimientos de la estructura se determinaron según:

- Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras – CIRSOC 101-2005.
- Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes – Parte I “*Construcciones en general*” – INPRES-CIRSOC 103-2013.
- Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes – Parte II “*Construcciones de Hormigón Armado*” – INPRES-CIRSOC 103-1991.
- Reglamento argentino de estructuras de hormigón – CIRSOC 201-2005.

2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Los materiales utilizados para los distintos elementos estructurales ejecutados, se detallan a continuación:

- Hormigón “in situ” para vigas, columnas y cabezales:
 - Clase H-25 según CIRSOC 201-2005.
 $f_c = 25 \text{ MPa}$ (Resistencia especificada a la compresión a 28 días)
- Hormigón para las gradas y losas premoldeadas:
 - Clase H-35 según CIRSOC 201-2005.
 $f_c = 35 \text{ MPa}$ (Resistencia especificada a la compresión a 28 días)
- Barras de acero para Hormigón Armado y gradas premoldeadas:
 - Acero ADN 420 según Norma IRAM-IAS U500-528.
 $f_y = 420 \text{ MPa} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Tensión de fluencia)
- Mallas de acero para gradas premoldeadas:
 - Malla AM 500 según Norma IRAM-IAS U500-26.
 $f_y = 500 \text{ MPa} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (Tensión de fluencia)
- Armadura de izaje para gradas premoldeadas:
 - Acero F24
 $f_y = 240 \text{ MPa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (Tensión de fluencia)
 $f_{adm} = 140 \text{ MPa} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (Tensión admisible)

2.3. ANALISIS DE CARGAS

Las acciones sobre las estructuras son el conjunto de fuerzas exteriores, concentradas o distribuidas, o deformaciones impuestas en una estructura. Las acciones generan desplazamientos y deformaciones y provocan esfuerzos internos y tensiones, que deben ser verificados por las condiciones de resistencia, rigidez y deformación.

Antes de comenzar con el diseño de la estructura, se deben identificar las acciones que soportará la misma. Éstas se determinan a partir de un análisis de cargas.

Las solicitaciones consideradas se describen a continuación:

2.3.1. Cargas permanentes (DL)

Son aquellas originadas por el peso propio de los elementos componentes, como por ejemplo: vigas principales, gradas, pisos, losas, muros, etc.

Los pesos unitarios y pesos por unidades de superficie de los principales materiales que componen los elementos mencionados anteriormente son:

- Hormigón Armado Convencional: **2,40 tn/m³**
- Muro de bloque hueco de H° y muro de ladrillo cerámico macizo común revocados: **1,73 tn/m³**

Las cargas gravitatorias permanentes, se obtuvieron de multiplicar los volúmenes o superficies de los distintos componentes por los pesos específicos propuestos por el reglamento CIRSOC 101-2005.

2.3.2. Cargas variables o sobrecargas (LL)

Las cargas variables o sobrecargas son las acciones debidas al uso o destino de la construcción utilizando los valores máximos esperados en la vida útil de la construcción.

Las cargas gravitatorias variables, se obtienen del reglamento CIRSOC 101-2005.

La sobrecarga considerada debida al destino es:

- Tribunas y estadios: Se cita el artículo 4.6.2. del CIRSOC 101:

*“Suelen estar sujetas a cargas de impacto causadas por muchedumbres moviéndose al unísono ya sea saltando o pisando fuerte. Para tener en cuenta este efecto, y en la medida que no se realicen cálculos más precisos, se puede adoptar un coeficiente de impacto de **1,5** por el que se deberán multiplicar las cargas para realizar el cálculo de los elementos estructurales cercanos a la ubicación de la carga. El efecto de este impacto en los elementos lejanos es despreciable, por lo que no resulta indispensable considerarlo. Por ejemplo, en el diseño de las fundaciones.”*

Por lo tanto, debe considerarse un 50% más de la sobrecarga establecida para tribunas y estadios, que en este caso son 0,50 tn/m². Entonces, la sobrecarga que se tendrá en cuenta, finalmente, es **0,75 tn/m²**.

2.3.3. Cargas sísmicas (Sx y Sz)

La acción sísmica se evaluará considerando la base de la construcción sometida a un movimiento representativo del sismo de diseño.

El sismo de diseño se define en función de la peligrosidad sísmica, de las condiciones del sitio y de la importancia de la construcción.

Con respecto a la peligrosidad sísmica, según el reglamento INPRES-CIRSOC 103-2013, el territorio nacional se divide en cinco zonas sísmicas. La tabla 2.1 indica el nivel de peligrosidad asignado a cada zona y la Figura 2.1 indica la zonificación.

Zona sísmica	Peligrosidad
0	Muy reducida
1	Reducida
2	Moderada
3	Elevada
4	Muy elevada

Tabla 2.1. Peligrosidad sísmica

El lugar de emplazamiento de la obra se encuentra en **Zona Sísmica 1**, es decir, en un **nivel de peligrosidad sísmica reducida**.

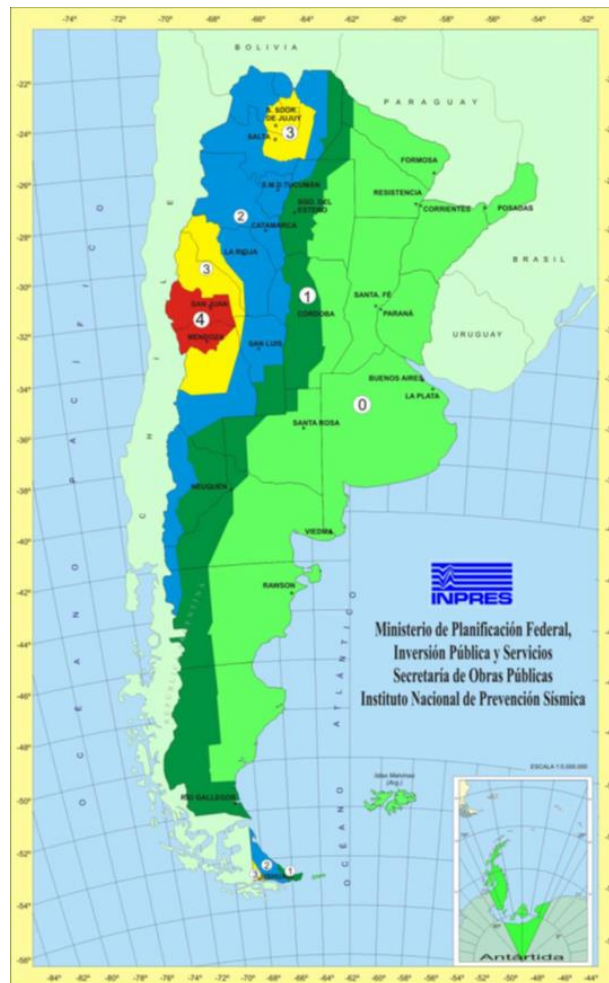


Figura 2.1. Zonificación sísmica de la República Argentina

Con lo que respecta a las condiciones del sitio, se define el tipo de suelo I (Rígido), II (Intermedio) y III (Blando). En el caso de la Ciudad de Villa María, presenta un **suelo tipo III**.

En referencia al destino de la construcción se determinan diferentes grupos, en virtud de la importancia por las cuales deben mantenerse en total funcionamiento luego de ocurrido el sismo de diseño, sumado que a cada grupo le corresponde un factor de riesgo γ_r , los mismos se detallan a continuación:

- Grupo A₀: Hospitales, aeropuertos, centrales de energía, etc. $\gamma_r = 1,50$.
- **Grupo A: Escuelas, universidades, estadios, etc. $\gamma_r = 1,30$ (Este grupo corresponde al proyecto en estudio).**
- Grupo B: Vivienda familiar o multifamiliar, hoteles, etc. $\gamma_r = 1,00$
- Grupo C: Depósitos, establos, etc. $\gamma_r = 0,80$

Para definir el factor de reducción por ductilidad R, se usa la siguiente Tabla 2.2. del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2013.

Mater.	Nº	Tipo Estructural	R
Estructuras de hormigón armado	1	Tabiques aislados y acoplados (a)	$R=(3A+5)/z$ $5/z \leq R \leq 7$
	2	Pórticos con ductilidad completa (b), (c)	7
	3	Sistema dual Pórtico-Tabique	6
	4	Estructuras con diagonales concéntricas (d)	4
	5	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6
	6	Columnas en voladizo	2,5
	7	Estructura con ductilidad limitada (b)	3,5

Tabla 2.2. Factores de Reducción

Por la descripción la estructura se acerca al N° 4, pero como se trata de una estructura arriostrada indeformada, se adopta **R = 3,50**, lo que quiere decir que el espectro elástico se redujo en 3,50.

Luego, se determinaron las pseudo aceleraciones “**Sa**”, cuyas expresiones dependen de los coeficientes C_a y C_v para el tipo de espectral 3, puede verse en la Tabla 2.3, y de los distintos valores de periodos fundamentales de vibración T ya que, el espectro de diseño está compuesto por una parte lineal, una parte constante y una parte curva. Dichas expresiones se muestran a continuación:

Tipo espectral	Zona Sísmica	
	1	
	as= 0.08	
	T3= 3 [s]	
	Ca	Cv
1	0,09	0,13
2	0,12	0,18
3	0,19	0,26

Tabla 2.3. Coeficientes para el cálculo de Sa

$$Sa = Ca \left(1 + 1,50 \frac{T}{T_1} \right) \quad \text{para } T \leq T_1 \quad (1)$$

$$Sa = 2,50 Ca \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2 \quad (2)$$

$$Sa = \frac{Cv}{T} \quad \text{para } T > T_3 \quad (3)$$

A partir de Sa, se calculan los coeficientes sísmicos C mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{Sa \times \gamma_r}{R} \quad (4)$$

Donde C es el coeficiente sísmico; Sa la pseudo aceleración; γ_r el factor de riesgo y R el factor de reducción.

Entonces, con la ayuda de los valores anteriormente mencionados, se confeccionó el espectro de diseño reducido a utilizar para poder definir las cargas sísmicas. En la Figura 2.2 puede observarse dicho espectro y en la Tabla 2.4., los valores correspondientes de los períodos fundamentales de vibración T, las pseudo aceleraciones Sa y los coeficientes sísmicos C.

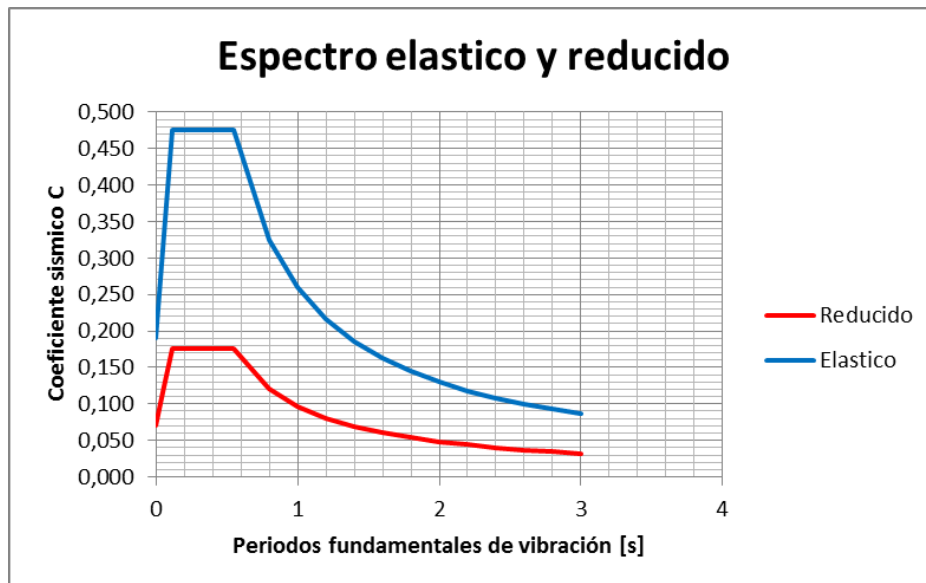


Figura 2.2. Espectro elástico y reducido

T [s]	S _a	C
0	0,190	0,071
0,05	0,333	0,124
0,11	0,475	0,176
0,55	0,475	0,176
0,8	0,325	0,121
1	0,260	0,097
1,2	0,217	0,080
1,4	0,186	0,069
1,6	0,163	0,060
1,8	0,144	0,054
2	0,130	0,048
2,2	0,118	0,044
2,4	0,108	0,040
2,6	0,100	0,037
2,8	0,093	0,034
3	0,087	0,032

Tabla 2.4. Valores del espectro reducido

Finalmente, las fuerzas sísmicas totales (en dos direcciones ortogonales) se determinan mediante la ecuación:

$$F_i = C \times W_t \quad (5)$$

Donde F_i es la fuerza sísmica total en dirección i ; y W_t es la carga gravitatoria total.

Cabe aclarar, que se consideró que dichas fuerzas sísmicas tendrán mayor influencia que las fuerzas producidas por el viento, por lo cual estas últimas no serán tenidas en cuenta.

2.4. COMBINACIONES DE CARGAS

En este ítem, se desarrollan las diferentes combinaciones de cargas adoptadas para el dimensionado y la verificación de los elementos estructurales que componen la estructura, las cuales fueron extraídas del Capítulo 9 “*Requisitos de resistencia y comportamiento en servicio*” del reglamento argentino CIRSOC 201. Dichas combinaciones se detallan a continuación:

- Combinaciones de carga para Estado Limite Ultimo (ELU):
 - C1 = 1,40 DL
 - C2 = 1,20 DL + 1,60 LL
 - C3 = 1,20 DL + 0,50 LL + S_x
 - C4 = 1,20 DL + 0,50 LL - S_x
 - C5 = 1,20 DL + 0,50 LL + S_z
 - C6 = 1,20 DL + 0,50 LL - S_z
 - C7 = 0,90 DL + S_x
 - C8 = 0,90 DL - S_x
 - C9 = 0,90 DL + S_z
 - C10 = 0,90 DL - S_z
- Combinaciones de carga para Estado Limite de Servicio (ELS):
 - S1 = DL + LL

CAPITULO 3. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

Como se mencionó anteriormente en el punto 1.4., las tribunas se dividieron en 2 sectores (S1 y S3), en este capítulo, se detallan las ubicaciones y las secciones de los distintos componentes que conforman la estructura de cada una ellas.

3.1. PLANTA DE GRADAS Y PORTICOS

Los sectores S1 y S3 presentan las mismas dimensiones y se ubican en espejo, como puede observarse en la Figura 3.1. y la Figura 3. 2.. Aclarado esto, de ahora en más, cuando se explique o desarrolle algún tema referido a estos sectores, dicho tema resultará valido para ambos.

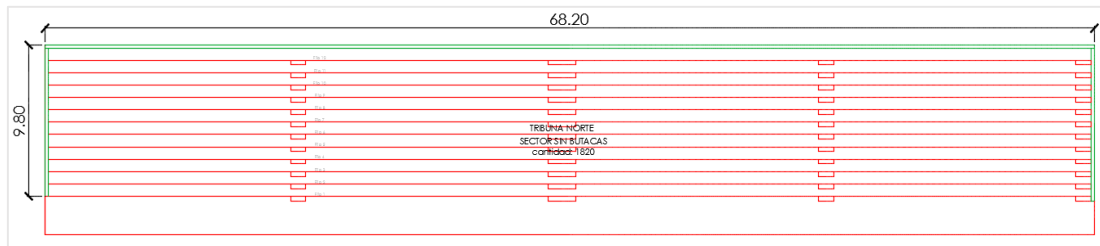


Figura 3.1. Sector S1

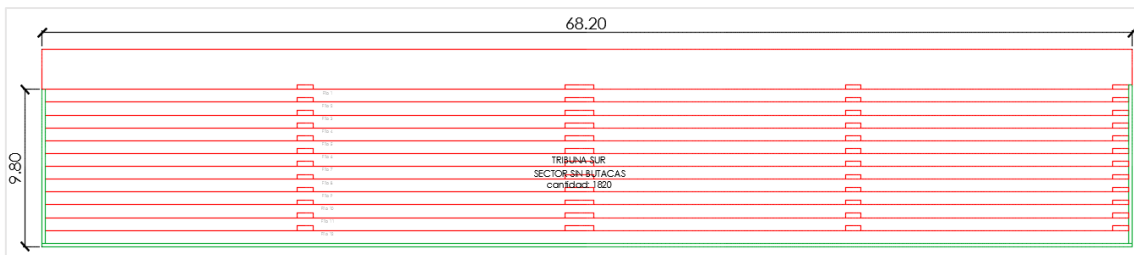


Figura 3.2. Sector S3

Con respecto a las dimensiones de ambas tribunas, presentan una longitud de 68,20 m y un ancho de 9,80m.

A la hora de definir los módulos estructurales, es decir, las distancias entre pórticos, se trató de que dichas distancias no sean tan cortas como para tener que colocar más pórticos estructurales (lo cual sería antieconómico), ni demasiado largas como para que las gradas sean demasiado esbeltas.

Dicho lo anterior, se planteó una distancia entre los ejes de pórticos en los extremos de la construcción de 5,098 m y en los pórticos centrales de 5,246 m. Se consideró así para que las gradas que van apoyar sobre dichos pórticos tengan las mismas dimensiones.

Con respecto a la posición de la columna, se pensó así ya que debajo de dichos sectores se encuentran los baños. De esta manera, queda una parte de la viga en voladizo.

Además, a la viga se la proporciono de un respaldo, para poder vincular la grada a la viga y para poder colocar los postes del alambrado, y de un dado al extremo, ya que en un futuro tienen pensando ampliar la capacidad de las tribunas.

En la Figura 3.3., puede ver una vista más detallada de los extremos de la tribuna. El plano correspondiente a la planta de gradas se adjunta en el anexo 1.

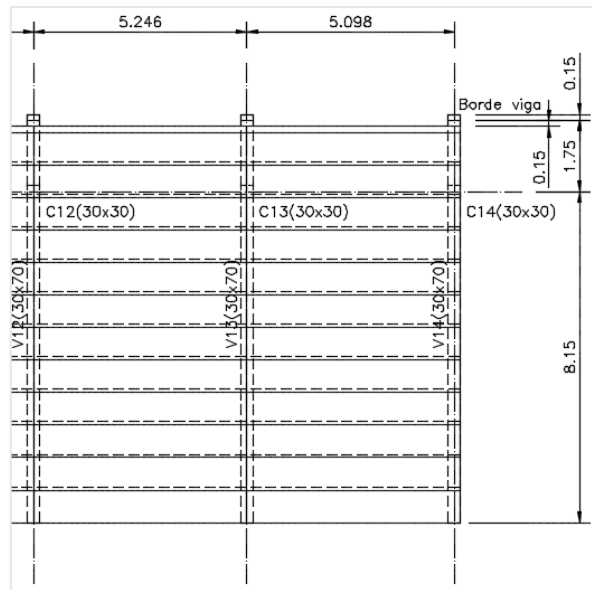


Figura 3.3. Detalle extremo de gradas

De esta forma, quedan definidos 14 ejes estructurales, donde cada uno está compuesto por:

- Viga inclinada de 30 cm de ancho y 70 cm de alto.
- 1 columna de 30 cm x 30 cm.
- 2 cabezales, uno de 106 cm x 106 cm y otro de 50 cm x 140cm.

Cuyos dimensionamientos se verán en el capítulo 5.

3.2. VIGAS DE FUNDACIÓN

Con respecto a la vinculación:

- Los cabezales en la zona superior se unen por medio de vigas de fundación de 30 cm x 40 cm, excepto en la zona de los baños que se vinculan por medio de vigas de 30 cm x 60, donde estas dimensiones se adoptaron para todo el bloque de baños.
- Los cabezales pertenecientes a una misma estructura indeformada, se vinculan a través de vigas de fundación de 30 cm x 40 cm.
- Sobre los cabezales en la zona inferior, se apoyan vigas tipo cordón de 25 cm x 33 cm, estas dimensiones se adoptaron para que no interfiera con el elemento grada.

En la Figura 3.4., puede observarse como quedaron definidos los pórticos.

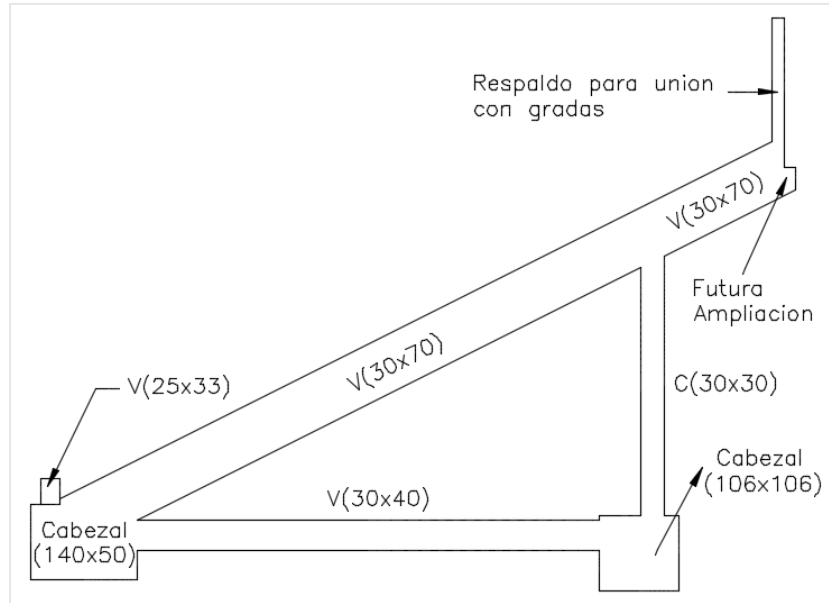


Figura 3.4. Corte de estructura indeformada

En el anexo 1, se agrega el plano de fundación de la estructura.

El dimensionamiento de las distintas secciones se realiza en el Capítulo 5 de este informe.

3.3. GRADA PG1

Las gradas, como todos los otros elementos estructurales, se definieron desde la arquitectura. Los escalones de la tribuna presentaban una huella de 80 cm y una contrahuella de 40 cm, con estas dimensiones se diseñó el elemento premoldeado PG1, el cual se encuentra presente en toda la tribuna excepto en el último escalón superior y puede verse en la Figura 3.5 y la Figura 3.6. Como se puede observar, se definió una forma tipo "L" de forma tal que cada elemento se apoya encima del inmediato inferior y en los extremos se le proporciona de un "triangulo" para que pueda apoyar a la viga inclinada.

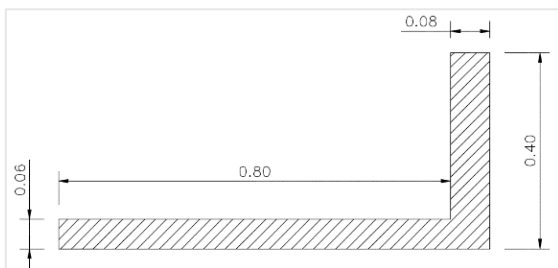


Figura 3.5. Elemento "L" premoldeado grada PG1

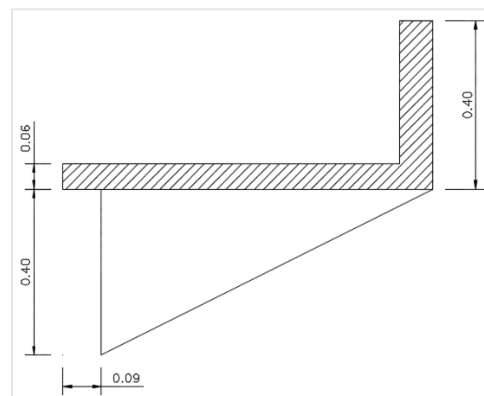


Figura 3.6. Elemento "L" premoldeado grada PG1 en extremo

Además, la longitud de cada uno es igual a la distancia entre ejes menos 5 mm, para poder realizar la unión por soldadura de filete entre gradas y para cubrir algún tipo de error, entonces finalmente la longitud de la grada es de 5,241 m.

Una vez definida la geometría, se comprueba que no se produzca el fenómeno de resonancia. Dicho fenómeno se puede observar en la Figura 3.7. y ocurre cuando la frecuencia de vibración natural del elemento es igual a la frecuencia de vibración de excitación externa (multitud saltando), produciendo una amplificación dinámica (grandes desplazamientos) en la estructura, algo que puede llegar a ocurrir durante un evento deportivo. Este fenómeno se denomina “Resonancia” y puede provocar el colapso de la grada.

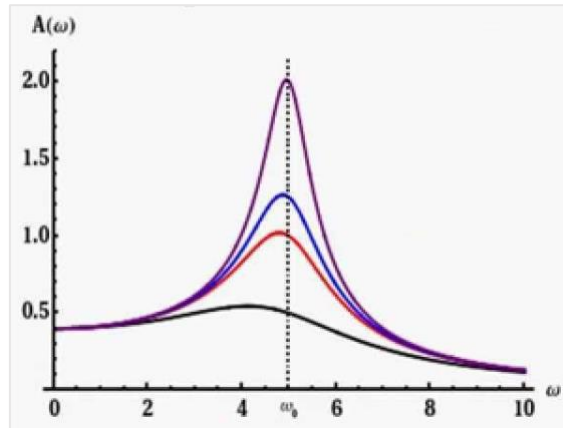


Figura 3.7. Grafico Amplitud – Frecuencia. Fenómeno de resonancia

Entonces para conocer el periodo de vibración natural del elemento premoldeado, se realiza un modelo numérico en “RAM – Elements” con la geometría, material y las masas, donde se considera el peso propio y la sobrecarga que actuara sobre la misma. Para ellos, las masas se concentraron en 3 puntos equidistantes y su cálculo se muestra a continuación:

- Calculo el área de la grada:

$$Area = A = 0,40 \text{ m} \times 0,08 \text{ m} + 0,88 \text{ m} \times 0,06 \text{ m} \rightarrow A = 0,085 \text{ m}^2$$

- Calculo el volumen del elemento:

$$Volumen = V = 0,085 \text{ m}^2 \times 5,241 \text{ m} \rightarrow V = 0,45 \text{ m}^3$$

- Calculo la masa correspondiente al peso propio del premoldeado, bajo la expresión:

$$M_{PP} = \delta_{H^{\circ}} \times V \quad (6)$$

Donde M_{PP} es la masa correspondiente al peso propio; $\delta_{H^{\circ}}$ es la densidad del hormigón endurecido; y V el volumen de la grada.

$$M_{PP} = 2,40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 0,45 \text{ m}^3 \rightarrow M_{PP} = 1,07 \text{ tn}$$

- Calculo la masa correspondiente a la sobrecarga que tiene que soportar:

$$M_{LL} = LL \times b \times L \quad (7)$$

Donde M_{LL} es la masa correspondiente a la sobrecarga; LL es sobrecarga de uso; b es el ancho de la pieza; y L la longitud.

$$M_{LL} = 0,75 \frac{tn}{m^2} \times 0,80 m \times 5,241 m \rightarrow M_{LL} = 3,15 tn$$

- Finalmente, determino la masa de cada punto en donde se concentrará la misma:

$$M = \frac{M_{PP} + M_{LL}}{4} = \frac{1,07 tn + 3,15 tn}{4} \rightarrow M = 1,055 tn$$

Se divide en 4, ya que se considera que los 1/8 de la masa en los extremos se van hacia los apoyos.

La Figura 3.8. muestra el elemento modelado, los puntos donde se encuentran concentradas las masas, propiedades y espesores del material y los apoyos, fijos a la izquierda y móvil a la derecha.

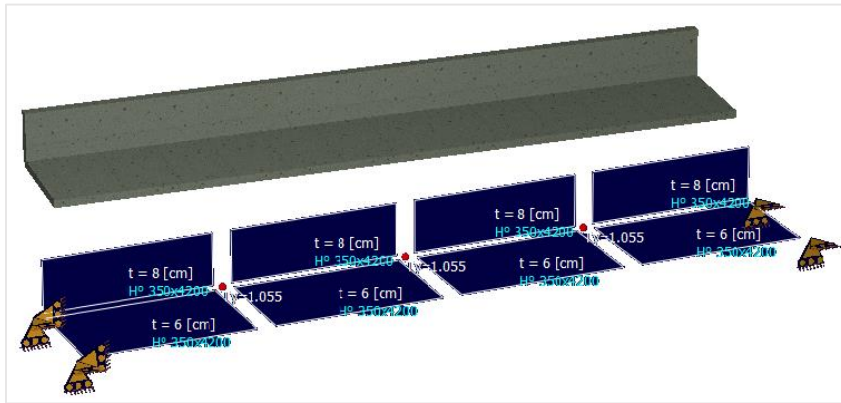


Figura 3.8. Modelo y masas de Grada PG1

Una vez modelado, se analiza el modelo y se obtienen los periodos de vibración natural para los modos 1 y 2, ya que la vibración de una estructura es una combinación de los modos de vibración. En las Figuras 3.9. y 3.10. pueden verse los modos 1 y 2, respectivamente.

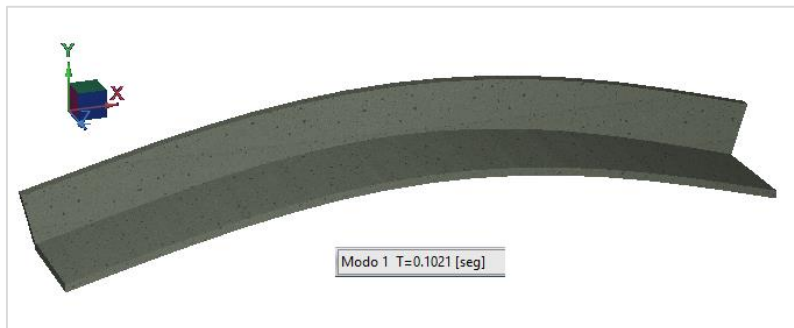


Figura 3.9. Periodo de vibración Grada PG1 – Modo 1

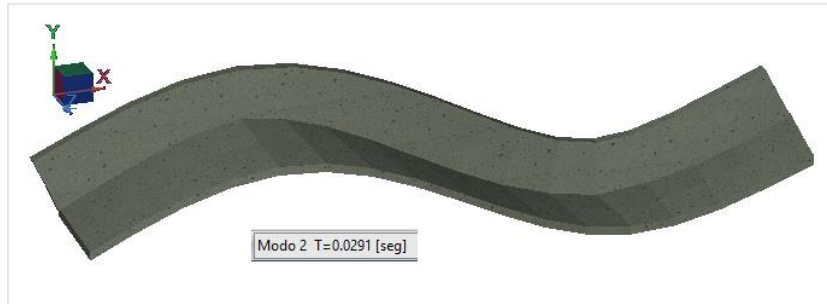


Figura 3.10. Periodo de vibración Grada PG1 – Modo 2

El periodo de vibración de una multitud saltando es de $T = 0,50$ s (dato proporcionado por el supervisor externo) y el mayor de los periodos de vibración de los modos 1 y 2 es inferior al de comparación. entonces quiere decir que la sección planteada verifica.

El plano correspondiente con la geometría de la grada se encuentra adjunto en el anexo 1.

El cálculo de la armadura de la grada PG1, se realizará en capítulos siguientes.

3.4. GRADA PG2

Las gradas PG2 se encuentran situadas en el último escalón de la tribuna debido a que en esa parte de la misma se requiere de un respaldo para que la gente que se encuentra ahí no se caiga al vacío. En la Figura 3.11., se puede ver el diseño del elemento premoldeado PG2 y se observa que cuenta con dicho respaldo de 1,60 m, orificios para poder vincularlo a la viga inclinada y una terminación con fratasado mecánico para una mejor adherencia.

Este elemento se hormigona en 2 etapas, primero el respaldo y luego la contrahuella.

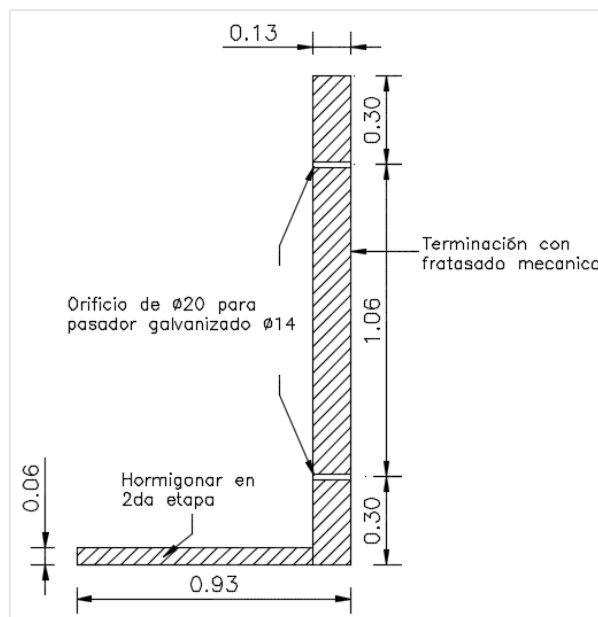


Figura 3.11. Elemento "L" premoldeado Grada PG2

Definido el elemento, se procede a determinar el periodo de vibración natural realizando el modelo numérico en “RAM – Elements” de la misma forma que se hizo para la grada anterior. La determinación de las masas se muestra a continuación:

- Se calculó el área y volumen de la grada:

$$Area = A = 1,66 m \times 0,13 m + 0,80 m \times 0,06 m \rightarrow A = 0,264 m^2$$

$$Volumen = V = 0,264 m^2 \times 5,241 m \rightarrow V = 1,383 m^3$$

- A partir de la expresión (6), se determinó la masa proporcionada por el peso propio:

$$M_{PP} = 2,40 \frac{tn}{m^3} \times 1,383 m^3 \rightarrow M_{PP} = 3,32 tn$$

- Con la expresión (7), obtengo la masa correspondiente a la sobrecarga de uso:

$$M_{LL} = 0,75 \frac{tn}{m^2} \times 0,80m \times 5,241 m \rightarrow M_{LL} = 3,15 tn$$

- Por último, se determinó la masa concentrada en cada punto:

$$M = \frac{M_{PP} + M_{LL}}{4} = \frac{3,32 tn + 3,15 tn}{4} \rightarrow M = 1,62 tn$$

En la Figura 3.12. puede verse el elemento modelado, donde los apoyos y el lugar donde se concentran las masas es igual al caso anterior.

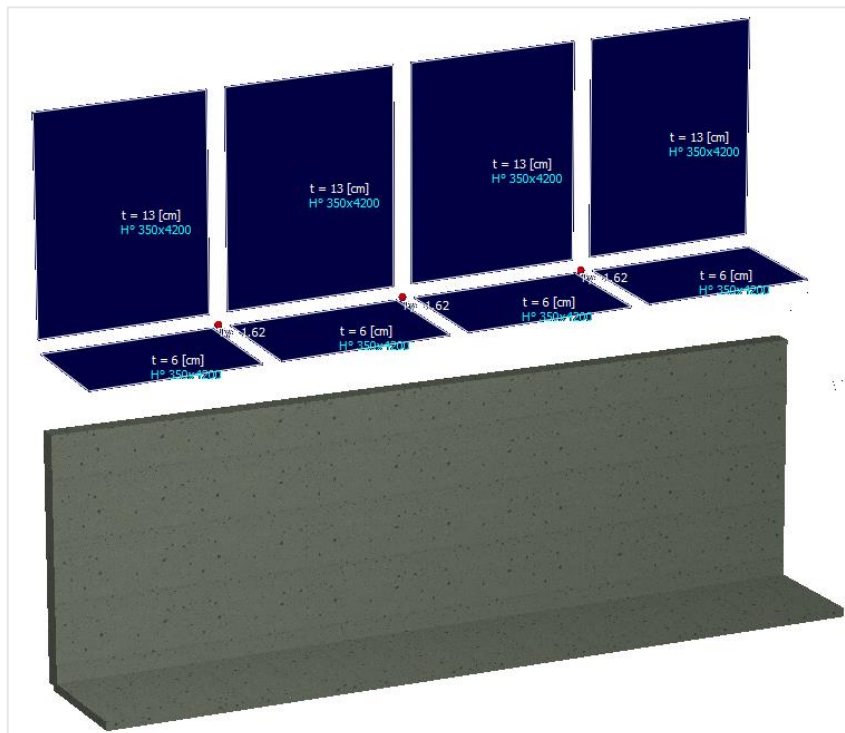


Figura 3.12. Modelo y masas de Grada PG2

Realizado el modelo, se analiza y se determinan los periodos de vibración natural para los modos 1 (Figura 3.13.) y 2 (Figura 3.14).

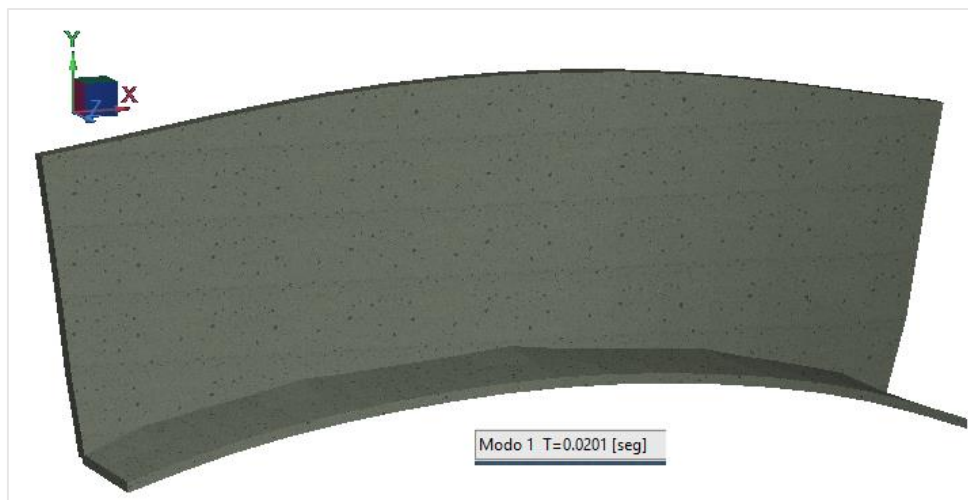


Figura 3.13. Periodo de vibración Grada PG2– Modo 1

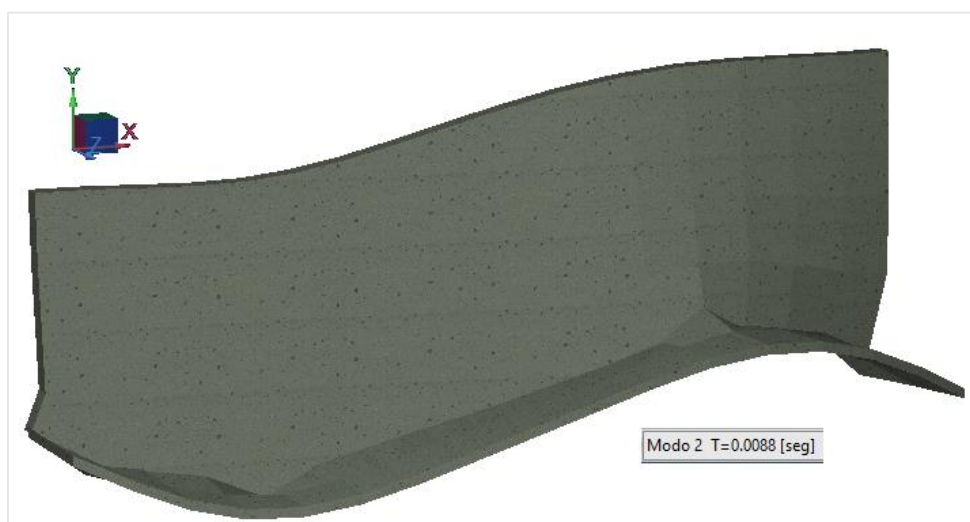


Figura 3.14. Periodo de vibración Grada PG2 – Modo 2

El elemento planteado entonces verifica, debido que los periodos obtenidos son distintos a $T = 0,50$ s.

El plano correspondiente con la geometría de la grada se encuentra adjunto en el Anexo 1.

El dimensionamiento de la grada PG2, se realizara en el Capítulo 5.

La Figura 3.15, se puede observar un corte de la estructura definida con los elementos anteriormente mencionados.

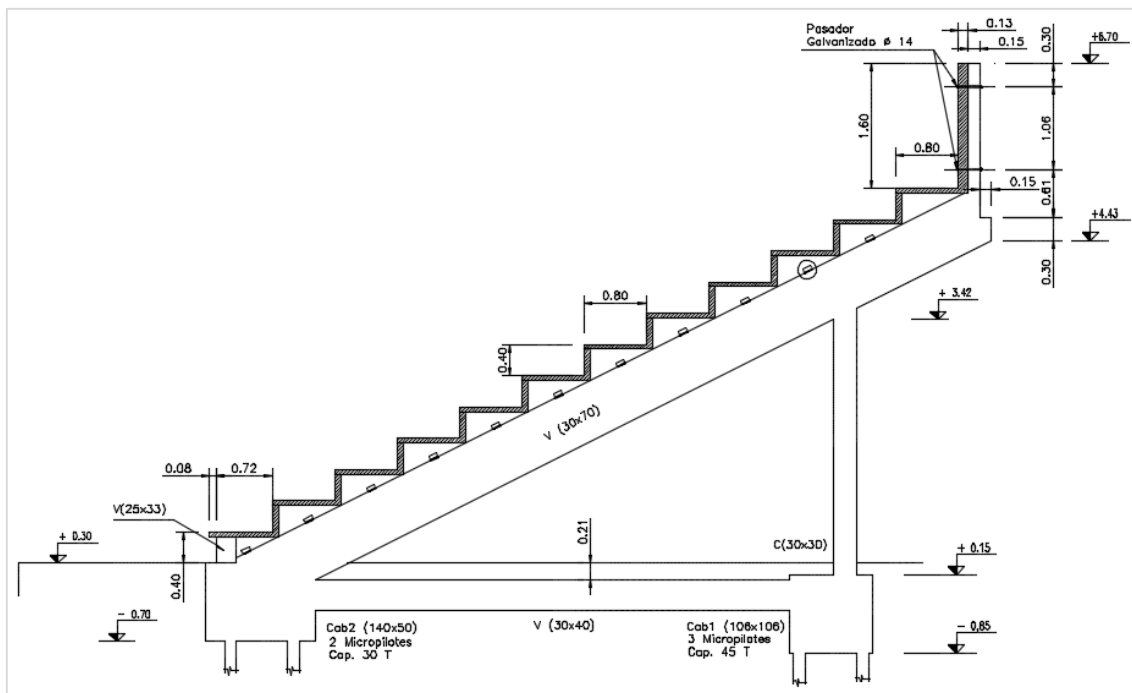


Figura 3.15. Corte de estructura definida

CAPITULO 4. MODELO NUMÉRICO

Para poder realizar el dimensionado y verificación estructural de las vigas principales, columnas y cabezales que componen la estructura, se realizó un modelo numérico utilizando el software “RAM – Elements”, mencionado en capítulos anteriores. Con la modelación numérica, se busca representar lo mejor posible la interacción entre la estructura y las cargas actuantes sobre la misma, de modo de obtener las solicitaciones a las cuales estarán sometidos dichos elementos estructurales para diferentes estados de carga, señalados en el punto 2.4.

En primer lugar, se realiza la modelación geométrica:

- Definición de la posición de los distintos elementos estructurales: Se identifican los diferentes elementos estructurales mediante líneas rectas ubicadas en sus centros de gravedad. Estas rectas, se denominan “Members”.
- Determinación de las secciones: A cada “Members” se le asigna la sección correspondiente, definidas en el punto 3.1. El programa permite definir ancho, alto y recubrimiento de la sección.

Seguidamente, se definen los materiales utilizados para la estructura a través de diferentes características representativas del material, como por ejemplo, la resistencia específica del Hormigón, la tensión de fluencia del acero transversal y longitudinal, coeficiente de Poisson, etc.

Luego, se representó la interacción de la estructura con el suelo y suposiciones del modelo, lo cual se desarrolla en el ítem 4.3.

Por último, se asignaron las cargas que actúan sobre la estructura y definieron las combinaciones de carga, para obtener los diferentes esfuerzos en los elementos diseñados.

4.1. MODELACIÓN GEOMETRICA

Como se explicó antes, las rectas o “members” representan el centro de gravedad de los elementos componentes, en este caso, cada estructura indeformada está compuesta por una viga inclinada, una columna y dos cabezales, lo cual puede verse en la Figura 4.1, que además muestra cómo se modelaron los pilotes y todos los nudos con sus respectivas coordenadas.

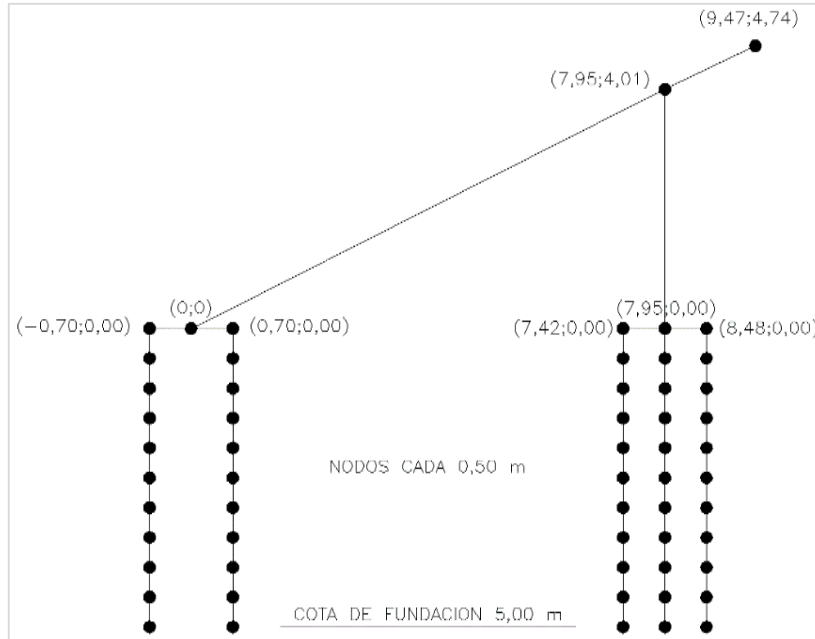


Figura 4.1. "Members" y nodos del modelo

La estructura está formada por 14 pórticos cuyos ejes se encuentran distanciados en los extremos 5,098 m y 5,246 en los pórticos centrales.

Con relación a las secciones de la columna, la viga y los cabezales, pueden verse en la Figura 4.2 ,4.3., 4.4. y 4.5., respectivamente. Se tratan de capturas de la sección definida en RAM – Elements.



Figura 4.2. RAM – Sección de columna

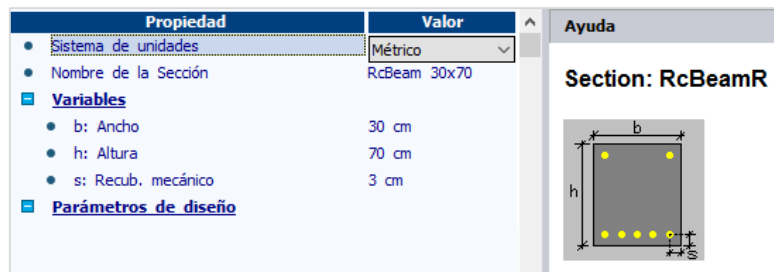


Figura 4.3. RAM – Sección de viga principal

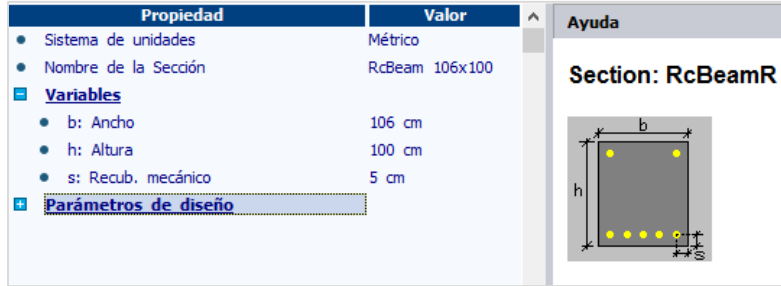


Figura 4.4. RAM – Sección de cabezal 106cmx106cm

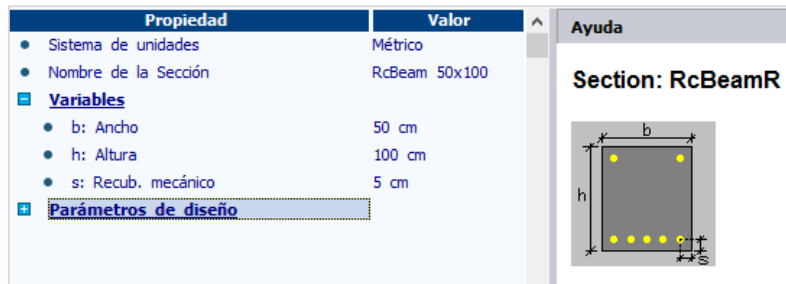


Figura 4.5. RAM – Sección de cabezal 50cmx140cm

Además, estos pórticos se encuentran vinculados por las vigas de fundación en la dirección ortogonal. Las Figuras muestran las secciones adoptadas en el programa.



Figura 4.6. RAM – Sección de viga de fundación 25cmx33cm

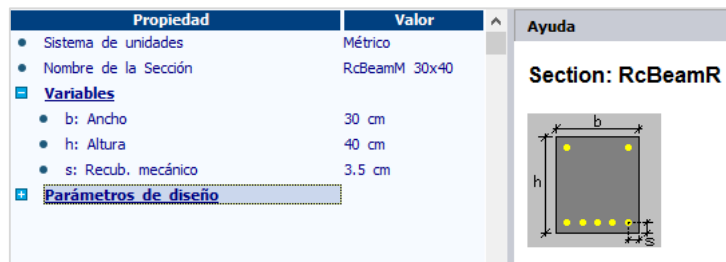


Figura 4.7. RAM – Sección de viga de fundación 30cmx40cm

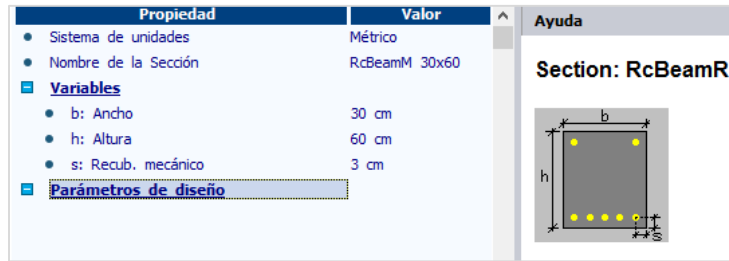


Figura 4.8. RAM – Sección de viga de fundación 30cmx60cm

También se modelan los pilotes de 0,16 m de diámetro, aunque no se tenían muchos datos sobre la cota de fundación, se adoptó una cota de -5,00 m (dividido en tramos de 0,50 m) y una sección de 0,20m de diámetro, donde a partir de una estimación se llegó a que se requieren dos pilotes para un cabezal y 3 pilotes ubicados en tresbolillo para el otro. La Figura 4.9. puede verse la sección adoptada en el software.

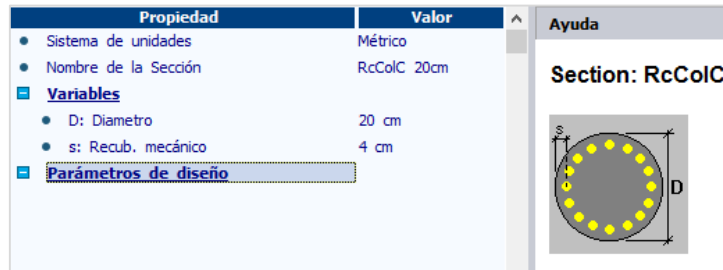


Figura 4.9. RAM – Sección de pilotes

Finalmente, en la Figura 4.10. se muestra el modelo renderizado.



Figura 4.10. Modelo renderizado

4.2. MATERIALES

Como se mencionó antes, se deben definir los materiales utilizados para la construcción de la estructura. Para ello, se define las características principales del Hormigón H-25 en el programa y es el que puede observarse en la Figura 4.11.

Propiedad	Valor
● Sistema de unidades	Métrico
● Nombre	H 250x4200
● Tipo	Concrete
■ Propiedades	
● Región del material	US
● Coeficiente de Poisson	0.2
● Peso unitario	0.0024 Kg/cm3
● Coef. de dilatación térmica	9.90E-06 1/C
● Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	2.35E+05 Kg/cm2
● Tensión de fluencia del refuerzo longitudinal (Fy)	4200 Kg/cm2
● Tensión de fluencia del refuerzo transversal (Fyt)	4200 Kg/cm2
● Factor Cte. torsión J (0=0.05)	0.05
● Tensión de rotura del hormigón (fc)	250 Kg/cm2
● Módulo de elasticidad del acero Es	2.04E+06 Kg/cm2

Figura 4.11. RAM – Hormigón H-25

4.3. INTERACCIÓN CON EL SUELO Y SUPOSICIONES DEL MODELO

Para modelar la interacción de la estructura con el suelo, se colocan resortes tanto en el cabezal como en el pilote cada 0,50 m de profundidad. Para calcular la rigidez de los resortes se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$K_i [tn/cm] = \frac{K [tn/m^3] \times A_i [m^2]}{100} \quad (8)$$

Donde K_i es la rigidez de resorte i en tn/cm ; K es el módulo de deformación horizontal del suelo en tn/m^3 y se adoptó un valor igual a 1500 tn/m^3 el cual se trata de un valor más bien conservador; A_i es el área tributaria de cada uno de los resortes modelados.

Llamando K_1 a la rigidez del resorte en coincidencia con el cabezal y K_2 a la correspondiente a la del pilote cada 0,50 m de profundidad, teniendo en cuenta sus secciones se las calcula:

$$K_1 = 1500 \frac{tn}{m^3} \times \frac{0,50 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}}{100} \rightarrow K_1 = 7,50 \frac{tn}{cm}$$

$$K_2 = 1500 \frac{tn}{m^3} \times \frac{0,20 \text{ m} \times 0,50 \text{ m}}{100} \rightarrow K_2 = 1,50 \frac{tn}{cm}$$

Estos valores son los que se colocaron en el modelo los cuales deben tenerse en cuenta en dirección X y Z, y pueden verse en la Figura 4.12, además también se ve que en extremo inferior del pilote tiene un apoyo simple que impide el desplazamiento en la dirección Y.

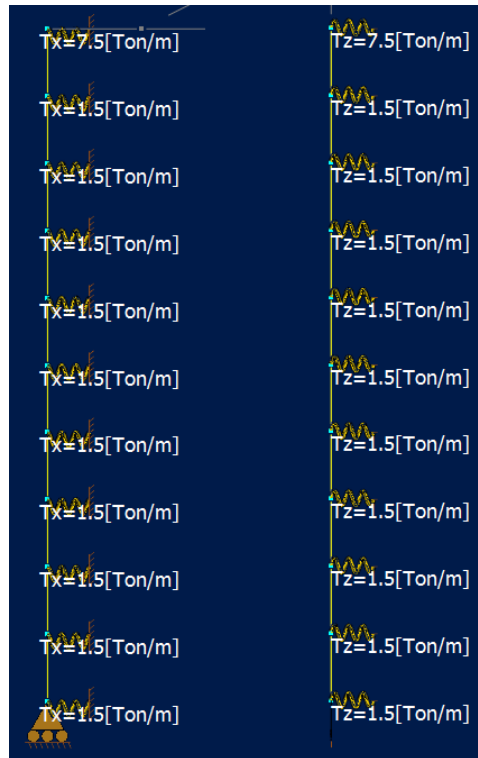


Figura 4.12. RAM – Resortes en dirección X y Z

- Para tener en cuenta la rigidez en la dirección normal a la estructura diagonal, se generaron elementos denominados “Shells” que unen cada uno de ellos con el siguiente, de modo tal que no tenga influencia en los esfuerzos de los elementos. Para ello, dichas “Shells” se modelaron de 1 cm de espesor, se apoyan solo sobre los extremos y con un material cuyo peso específico es muy bajo (≈ 0). Esto puede verse en la Figura 4.13.

Propiedad	Valor
● Sistema de unidades	Métrico
● Nombre	H 350x4200 SIN PESO
● Tipo	Concrete
■ Propiedades	
● Región del material	US
● Coeficiente de Poisson	0.2
● Peso unitario	1.00E-08 Kg/cm3
● Coef. de dilatación térmica	9.90E-06 1/C
● Módulo de elasticidad del hormigón (Ec)	2.78E+05 Kg/cm2
● Tensión de fluencia del refuerzo longitudinal (Fy)	4200 Kg/cm2
● Tensión de fluencia del refuerzo transversal (Fyt)	4200 Kg/cm2
● Factor Cte. torsión J (0=0.05)	0.05
● Tensión de rotura del hormigón (Fc)	350 Kg/cm2
● Módulo de elasticidad del acero Es	2.04E+06 Kg/cm2

Figura 4.13. RAM – “Shells” material sin peso

- El extremo de la viga que apoya sobre el cabezal se encuentra articulado por el hecho de que el sistema constructivo de pilotes demandaba que solo se transfieran solicitaciones de corte y axial, sin generar momento.

Finalmente, la Figura 4.14. muestra las suposiciones definidas en el modelo.

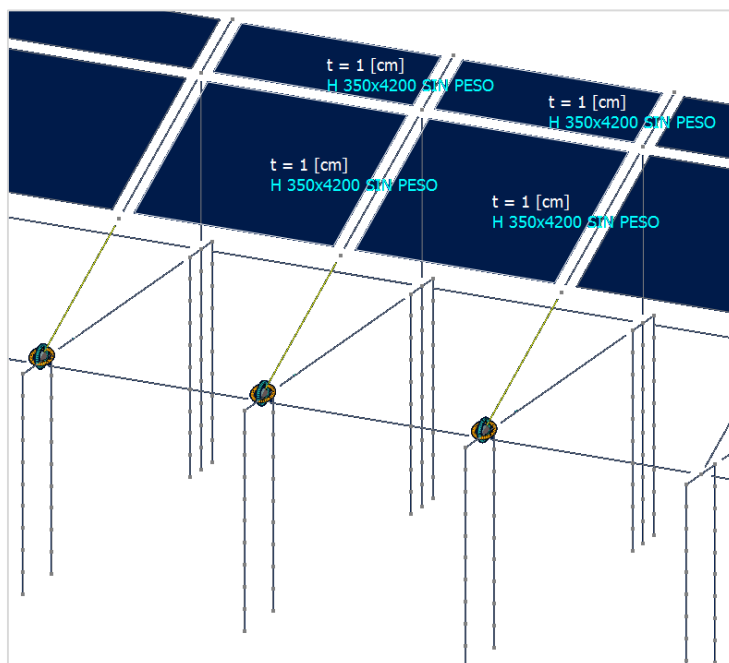


Figura 4.14. RAM – Suposiciones del modelo

4.4. CARGAS ACTUANTES

4.4.1. Cargas permanentes (DL)

En la Figura 4.15. se tienen en cuenta las cargas por metro lineal del peso propio de las gradas y para los elementos diseñados se activa el peso propio directamente desde el RAM.

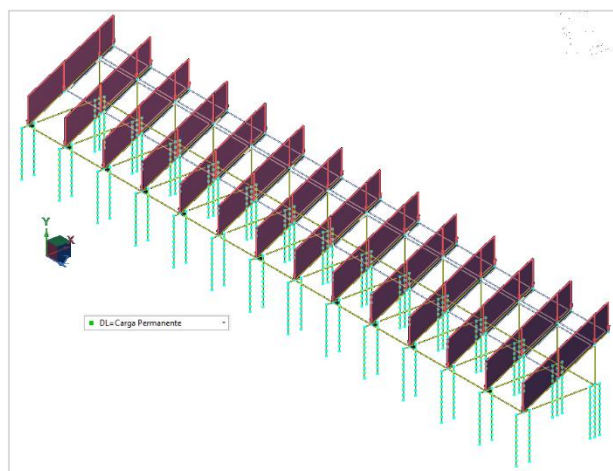


Figura 4.15. RAM – Cargas permanentes (DL)

4.4.2. Sobrecargas (LL)

De acuerdo a lo explicado en el punto 2.3.2., se sometieron los elementos estructurales en el modelo, lo cual puede verse en la Figura 4.16.

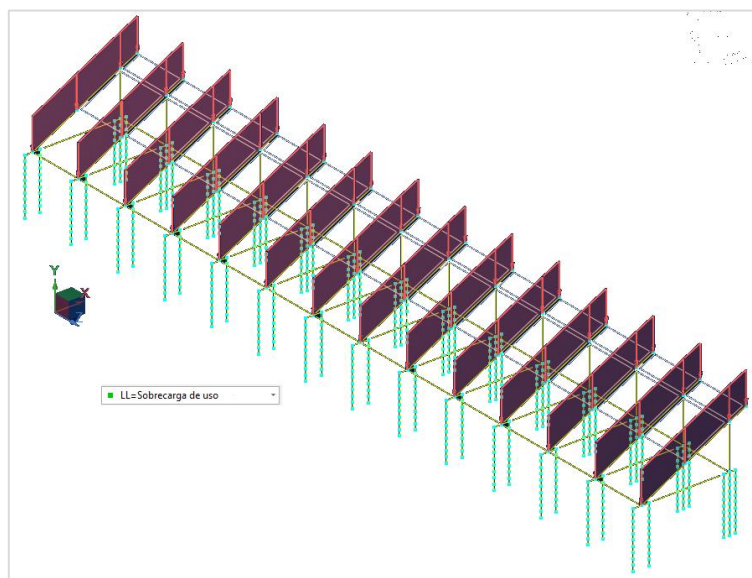


Figura 4.16. RAM – Sobrecargas (LL)

4.4.3. Cargas sísmicas (Sx y Sz)

Para tener en cuenta dichas cargas, se concentraron las masas de vigas, gradas y columnas, en el extremo de estas últimas. A continuación se explica el cálculo:

- Se determinan las áreas de influencias, para cada masa las cuales se definen en función de la distancia entre pórticos y entre cabezal y columna, como se ve en la Figura 4.17.

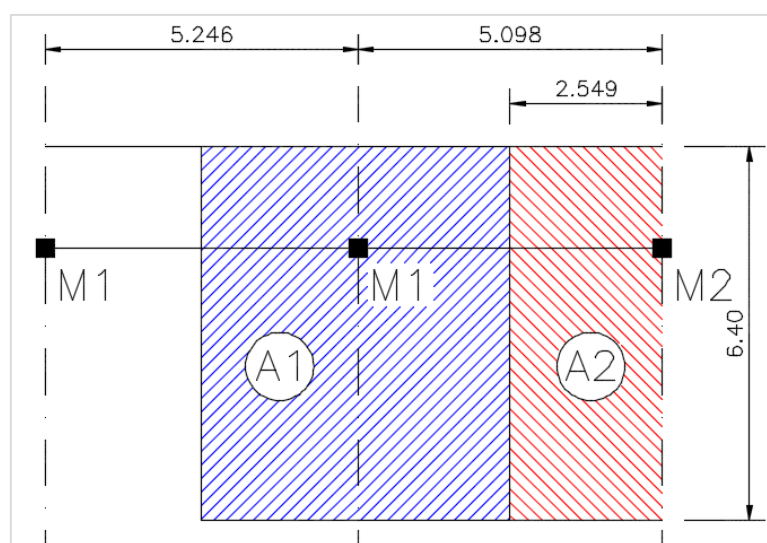


Figura 4.17. Áreas de influencia para el cálculo de masas

$$A_1 = \left(\frac{5,246 \text{ m}}{2} + \frac{5,098 \text{ m}}{2} \right) \times 6,40 \text{ m} \rightarrow A_1 = 33,10 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \left(\frac{5,098 \text{ m}}{2} \right) \times 6,40 \text{ m} \rightarrow A_2 = 16,31 \text{ m}^2$$

- Se calculó la carga por unidad de superficie de la grada. Como se vio en el punto 3.3., la grada PG1 tiene un área de 0,085 m², entonces:

$$Q_G = \delta_{H^\circ} \cdot \frac{A}{1,00 \text{ m}} = 2,40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \cdot \frac{0,085 \text{ m}^2}{1,00 \text{ m}} \rightarrow Q_G = 0,204 \text{ tn/m}^2$$

- La influencia de la sobrecarga se consideró de un 50%:

$$Q_L = 50 \% Q_{LL} = 0,50 \cdot 0,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \rightarrow Q_L = 0,375 \text{ tn/m}^2$$

- La porción de viga (30x70) que se tiene en cuenta en la masa es:

$$Q_V = \delta_{H^\circ} \cdot b \cdot h \cdot L = 2,40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 0,70 \text{ m} \cdot 6,40 \text{ m} \rightarrow Q_V = 3,23 \text{ tn}$$

- Teniendo en cuenta que la columna (30x30) tiene una altura de 4,00 m, por lo tanto, la masa considera de la columna es:

$$Q_C = \delta_{H^\circ} \cdot b \cdot h \cdot L = 2,40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \cdot \left(\frac{4,00 \text{ m}}{2} \right)$$

$$Q_C = 0,87 \text{ tn}$$

- Finalmente, se definen las masas M₁ y M₂:

$$M_1 = (Q_G + Q_L) \times A_1 + Q_V + Q_C$$

$$M_1 = \left(0,204 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} + 0,375 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \right) \times 33,10 \text{ m}^2 + 3,23 \text{ tn} + 0,87 \text{ tn}$$

$$M_1 = 23,25 \text{ tn}$$

$$M_2 = (Q_G + Q_L) \times A_2 + Q_V + Q_C$$

$$M_2 = \left(0,204 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} + 0,375 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \right) \times 16,31 \text{ m}^2 + 3,23 \text{ tn} + 0,87 \text{ tn}$$

$$M_2 = 13,53 \text{ tn}$$

Considerando que M₁ se encuentra en las 12 columnas centrales y M₂ en los extremos, entonces la masa total es:

$$M_T = 12 \times M_1 + 2 \times M_2 = 12 \times 23,25 \text{ tn} + 2 \times 13,53 \text{ tn}$$

$$M_T = 306,50 \text{ tn}$$

Para el modelo, se contemplaron 4 masas ubicadas a la misma distancia una de otras como indica la Figura 4.18. Dichas masas M tienen un valor de:

$$M = \frac{M_T}{4} = \frac{306,50 \text{ tn}}{4} \rightarrow M = 76,50 \text{ tn} \therefore \text{Se adopta } M = 77 \text{ tn}$$

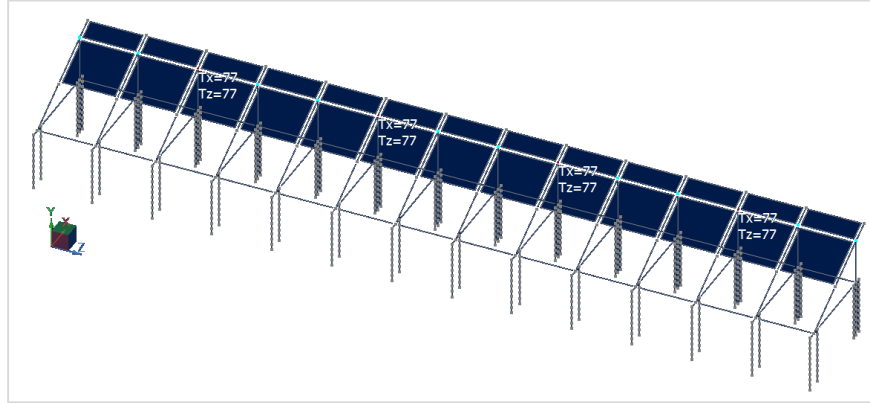


Figura 4.18. RAM – Ubicación de masas

Además de cargar las masas también tiene que cargarse en el programa el espectro reducido los valores de la Tabla 2.2.

4.5. RESULTADOS

Una vez realizado el modelo con todas las consideraciones mencionadas anteriormente, se definen en RAM las diferentes combinaciones de cargas del punto 2.4. y para cada uno de ellos, se obtienen los esfuerzos en los distintos elementos. Las Figuras 4.19., 4.20. y 4.21, muestran los diagramas de momento flector sobre el eje Z (M33), de corte y de esfuerzo axial para la combinación C2 = 1,40DL + 1,60 LL.

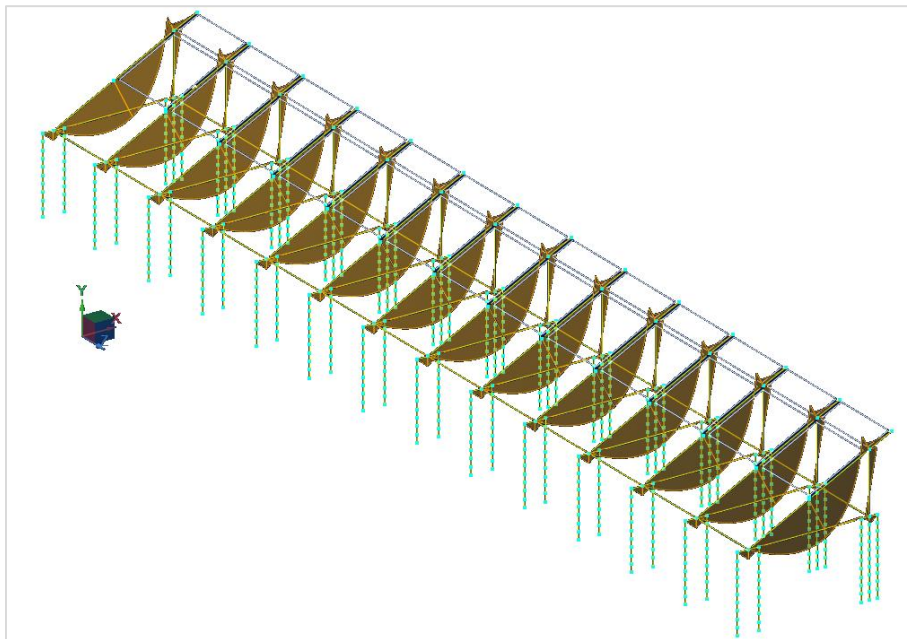


Figura 4.19. RAM – Diagrama de momentos flectores alrededor del eje Z (M33)

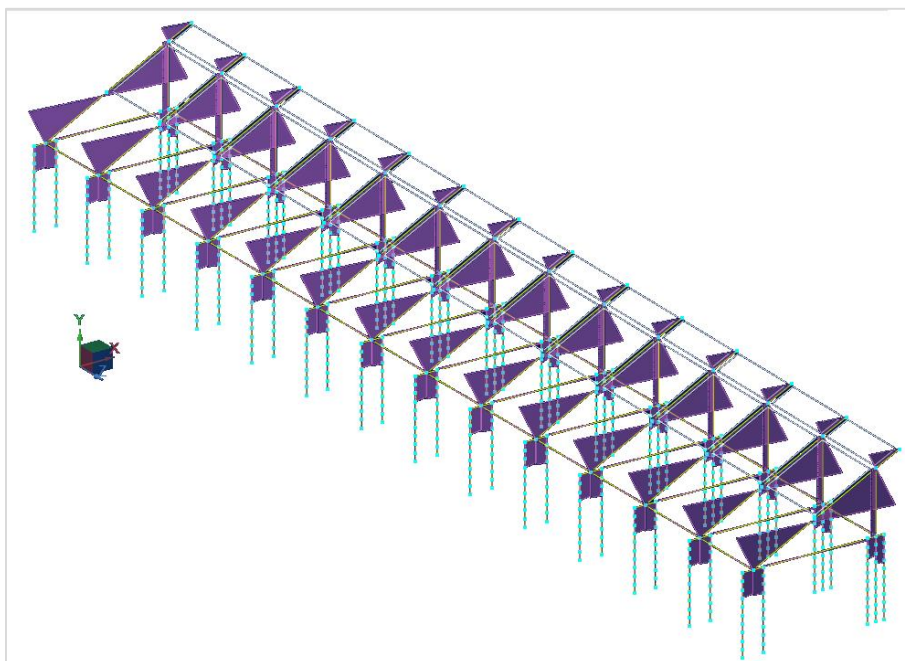


Figura 4.20. RAM – Diagrama de corte

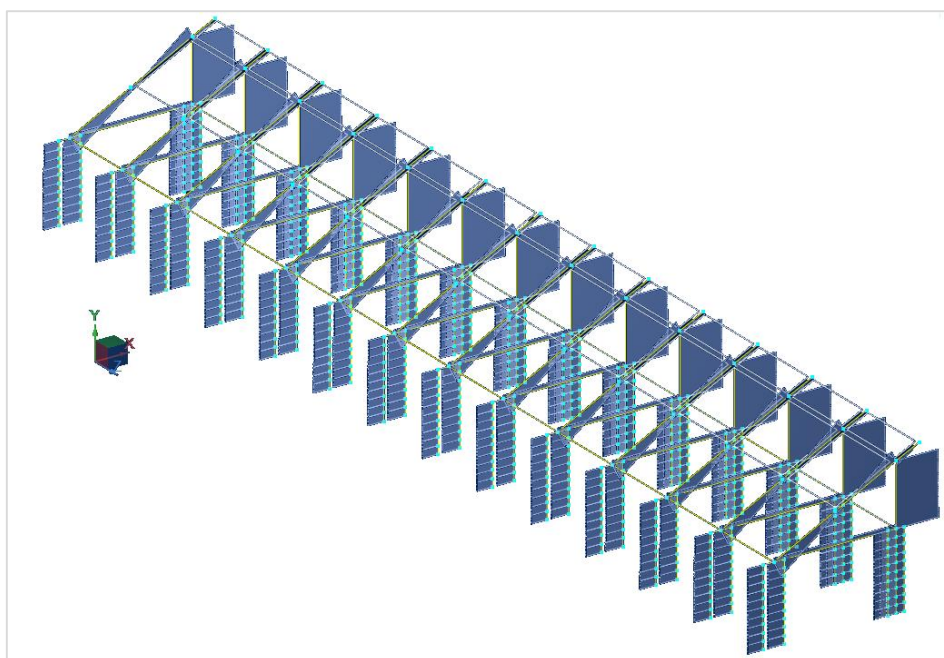


Figura 4.21. RAM – Diagrama de esfuerzo axial

CAPITULO 5. DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo, se realiza el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales. En el caso de las gradas y vigas de fundación, el cálculo de las solicitaciones, esfuerzos y dimensionamiento se obtuvieron de forma manual. Para los demás elementos, los esfuerzos se obtuvieron del modelo diseñado en el punto anterior.

Además, de forma complementaria, se realiza la verificación del suelo a esfuerzos horizontales.

Para dicho dimensionado, se siguieron los lineamientos del Reglamento CIRSOC 201-2005.

Las estructuras y los elementos estructurales se deben diseñar para obtener, en cualquier sección, una resistencia de diseño minorada igual o mayor que la resistencia requerida, determinada para las cargas mayoradas combinadas en la forma establecida en este Reglamento.

El requisito básico para el diseño por resistencia de estructuras de hormigón se puede expresar de la siguiente forma:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida} \\ \phi S_n \geq U$$

Donde ϕ es el factor de minoración de resistencia (depende de la solicitación a verificar); S_n es la resistencia nominal de la sección a dicha solicitación; U es la resistencia requerida, el cual es el efecto producido por la sumatoria de los factores de cargas multiplicados por su correspondiente acción.

Los coeficientes de minoración de resistencia tienen en cuenta las incertidumbres relacionadas al hormigón y al acero, el tipo de rotura y ductilidad implícita en la misma. Por ejemplo, para secciones controladas por tracción el coeficiente de minoración es 0,90, debido a que estos elementos fallan luego de una gran deformación del acero que evidencia mediante fisuras la inminente rotura de la sección, por el contrario, cuando puede producirse una rotura del tipo frágil, dicho factor tiene un valor hasta de 0,65, ya que la falla seccional se produce sin previo aviso.

En cuanto a los factores de mayoración o minoración de cargas, además de tener en cuenta la mayor o menor dificultad al determinar las distintas acciones, tiene en cuenta la probabilidad de que ocurran de manera simultánea.

Para el dimensionado de los elementos donde los esfuerzos se determinaron desde el modelo, se tomó como referencia uno de los pórticos centrales. En la Figura 5.1. puede verse las "Members" y nudos del pórtico donde se obtuvieron las distintas reacciones y esfuerzos para realizar dicho dimensionamiento.

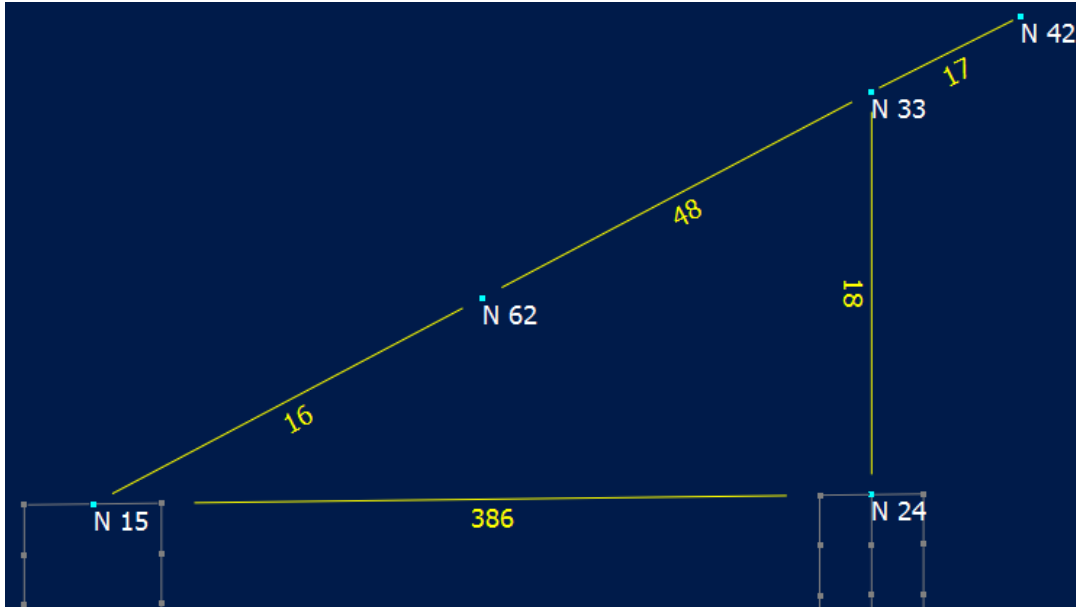


Figura 5.1. RAM – Members y nudos de pórtico considerado

5.1. VIGAS INCLINADAS

Dichas vigas son las encargadas de transmitir las cargas producidas en la grada, al cabezal y a la columna. Del programa de análisis estructural, se obtuvieron los esfuerzos más desfavorables. En la Figura 5.2, puede verse el formato de datos de salida de resultados del RAM.

Bentley

Fecha Actual: 19/11/2019 10:54
 Sistema de unidades: Métrico
 Nombre del archivo: C:\Users\PC-84\Desktop\Capturas\Viga sector S1.retx

Resultados del Análisis

Envolvente de esfuerzos

Nota.- **ec.** es el estado de carga crítico
 Envolvente de esfuerzos **para:**
 C1=1.4DL
 C2=1.2DL+1.6LL
 C3=1.2DL+LL+EQx
 C4=1.2DL+LL-EQx
 C5=1.2DL+LL+EQz
 C6=1.2DL+LL-EQz
 C7=0.9DL+EQx
 C8=0.9DL-EQx
 C9=0.9DL+EQz
 C10=0.9DL-EQz
 S1=DL+LL
 S2=DL+0.67LL

MIEMBRO 16													
Estación		Axial	ec.	Cortante V2	ec.	Cortante V3	ec.	Torsión	ec.	M22	ec.	M33	ec.
		[Ton]		[Ton]		[Ton]		[Ton*m]		[Ton*m]		[Ton*m]	
0%	Max	6.11	C7	30.29	C2	1.40	C5	0.16	C10	0.00	C1	0.00	C1
	Min	-23.67	C4	5.30	C7	-1.40	C10	-0.16	C5	0.00	C1	0.00	C2
25%	Max	6.84	C7	22.10	C2	1.40	C5	0.16	C10	1.56	C10	29.23	C2
	Min	-20.72	C4	3.86	C7	-1.40	C10	-0.16	C5	-1.56	C5	5.10	C7

Figura 5.2. RAM – Salida de resultados

Donde puede verse:

- Las distintas combinaciones de carga considerada.
- El miembro o “members” a la que hace referencia.
- El porcentaje indica la distancia a la que se encuentra la sección del elemento analizado, con respecto a los ejes locales.
- Esfuerzos máximos y mínimos
- Combinación a la que pertenece dicho esfuerzo.

Luego, las solicitaciones de flexión y corte más desfavorables que se obtuvieron, se pueden ver en la Tabla 5.1. son:

Miembro	Extremo	M33 [tn.m]	Combinación	V2 [tn]	Combinación
16	Izquierdo	0,00	C2	30,28	C2
	Derecho	62,13	C2	-2,50	C2
48	Izquierdo	62,13	C2	-2,48	C2
	Derecho	-21,84	C2	-35,27	C2
17	Izquierdo	-10,54	C2	12,53	C2
	Derecho	0,00	C2	0,00	C2

Tabla 5.1. Solicitaciones de flexión y corte más desfavorables

Para realizar el dimensionamiento de las secciones, se siguieron los lineamientos del Reglamento CIRSOC 201-2005. El mismo se realiza a continuación:

5.1.1. Armadura longitudinal

Tramo

- Se determina el momento nominal que debe resistir la sección, bajo la expresión:

$$Mn = \frac{Mu}{\phi_f} \quad (9)$$

Donde Mn es el momento nominal; Mu el momento último o requerido; y ϕ_f es el factor de resistencia para solicitaciones de flexión y es igual a 0,90.

$$Mn = \frac{62,13 \text{ tnm}}{0,90} \rightarrow \mathbf{Mn = 69,03 \text{ tnm}}$$

- Siguiendo el reglamento, debe calcularse los coeficientes adimensionales m_n y K_a :

$$m_n = \frac{Mn}{0,85 f'_c b d^2} \quad (10)$$

Donde f'_c es la resistencia especifica del H° a 28 días; b es la base de la viga; y d es la altura útil de la sección.

$$K_a = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot m_n)} \quad (11)$$

$$m_n = \frac{69,03 \text{ tn. m}}{0,85 \cdot 2500 \text{ tn/m}^2 \cdot 0,30 \text{ m} (0,67 \text{ m})^2} \rightarrow m_n = 0,24123$$

$$Ka = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,24123)} \rightarrow Ka = 0,28060$$

Debe verificarse que $Ka > Ka_{min}$, el cual depende del valor de la resistencia característica del H° ($f'_c = 25 \text{ MPa}$) y se determina de la siguiente manera:

$$\text{Si } f'_c \leq 30 \text{ MPa} \rightarrow Ka_{min} = \frac{1,40}{0,85 \cdot f'_c} \quad (12)$$

$$\text{Si } f'_c > 30 \text{ MPa} \rightarrow Ka_{min} = \frac{1,00}{3,40 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad (13)$$

$$Ka_{min} = \frac{1,40}{0,85 \cdot 25 \text{ MPa}} \rightarrow Ka_{min} = 0,06588 < Ka$$

- Con la ecuación que se presenta a continuación, se determinó la armadura necesaria A_s :

$$A_s = \frac{ka \cdot 0,85 f'_c b d}{f_y} \quad (14)$$

Donde f_y es la tensión de fluencia del acero estructural ADN 420.

$$A_s = \frac{0,28060 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 67 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} \rightarrow A_s = 28,54 \text{ cm}^2$$

Finalmente, para la armadura en flexión se **adoptan 4 Ø 20 mm + 4 Ø 25mm.**

Voladizo

- Se calcula bajo la ecuación (9), se determina el momento nominal y con la expresión (10) el coeficiente m_n :

$$Mn = \frac{21,84 \text{ tnm}}{0,90} \rightarrow Mn = 24,26 \text{ tnm}$$

$$m_n = \frac{24,26 \text{ tn. m}}{0,85 \cdot 2500 \text{ tn/m}^2 \cdot 0,30 \text{ m} (0,67 \text{ m})^2} \rightarrow m_n = 0,08480$$

- Calculado m_n , con (11) se definió el valor de Ka y se verifica que sea mayor al mínimo:

$$Ka = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,08480)} \rightarrow Ka = 0,08873 > Ka_{min} = 0,06588$$

- Se determinó la armadura necesaria A_s :

$$A_s = \frac{0,08873 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 67 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} \rightarrow A_s = 9,02 \text{ cm}^2$$

Finalmente, para la armadura en flexión se **adoptan 4 Ø 16 mm + 2 Ø 16mm.**

5.1.2. Armadura de corte:

Extremos

- Determino el corte nominal V_n , con la siguiente ecuación:

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_v} \quad (15)$$

Donde ϕ_v es el factor de resistencia para solicitaciones de corte, siendo igual a 0,75.

$$V_n = \frac{35,27 \text{ tn}}{0,75} \rightarrow V_n = 47,03 \text{ tn}$$

- Determino la resistencia al corte que puede aportar el H° (se la disminuye un 40%), para luego restar al valor nominal y conocer el esfuerzo que debe soportar las barras de acero. Dicha resistencia proporcionado por el H°, se obtiene bajo la expresión:

$$V_c [tn] = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sqrt{f'c [MPa]} \cdot b [cm] \cdot d [cm]}{100} \quad (16)$$

Donde V_c es la resistencia al corte del hormigón.

$$V_s = V_n - V_c \quad (17)$$

Donde V_s es el corte que debe soportar el acero.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 67 \text{ cm}}{100} \rightarrow V_c = 16,75 \text{ tn}$$

$$V_s = 47,03 \text{ tn} - 16,75 \text{ tn} \rightarrow V_s = 30,27 \text{ tn}$$

- Con la expresión que se presenta a continuación, se determinó la armadura por metro de longitud necesaria A_v/s :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d \times f_{yt}} \quad (18)$$

Donde A_v es la sección de estribado necesarios; y s la separación entre ellos.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{30,27 \text{ tn}}{0,67 \text{ m} \times 4,20 \text{ tn/cm}^2} \rightarrow \frac{A_v}{s} = 10,76 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Finalmente para la armadura de corte se **adopta 2 ramas Ø 8 mm cada 8 cm.**

Voladizo

- Calculo el corte nominal V_n , con la ecuación (15):

$$V_n = \frac{12,53 \text{ tn}}{0,75} \rightarrow \mathbf{V_n = 16,71 \text{ tn}}$$

- Determino la resistencia al corte, con la expresión (16) y el corte a tomar por la armadura:

$$\mathbf{V_c = 16,75 \text{ tn}}$$

$$V_s = 16,71 \text{ tn} - 16,75 \text{ tn} \rightarrow \mathbf{V_s = 0 \text{ tn}}$$

Por lo que quiere decir, que el H^a resistiría el corte sin armadura, de todas maneras, se la debe proveer de una armadura mínima que se determina con la siguiente expresión:

$$A_{v_{min}} [cm^2] = 0,33 \frac{b [mm] \cdot s [mm]}{100 \cdot f_{yt} [MPa]} \quad \text{para } f'c \leq 30MPa \quad (19)$$

$$s \leq \begin{cases} d/2 = 335 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases} \quad (20)$$

Donde b es la base de la sección; s la separación entre estribos; y f_{yt} es la tensión de fluencia del acero de estribos.

$$A_{v_{min}} [cm^2] = 0,33 \frac{300 \text{ mm} \cdot 335 \text{ mm}}{100 \cdot 420 \text{ MPa}}$$

$$\mathbf{A_{v_{min}} [cm^2] = 0,79 \text{ cm}^2 \text{ (2R}\emptyset 8 \text{ c/33,5 cm)}}$$

Finalmente, para la armadura de corte se **adopta 2 ramas $\emptyset 8$ mm cada 15 cm.**

Además, se agregan **2 $\emptyset 12$ mm por cara**, por el hecho de no dejar más de 30 cm sin armar al hormigón.

En la Figura 5.3 puede verse la sección en el tramo.

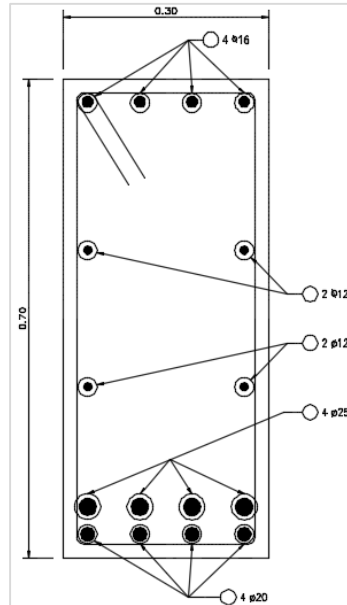


Figura 5.3. Sección de viga principal en el tramo

5.1.3. Respaldo:

Para el respaldo, se considera la situación donde la gente se apoya sobre la grada con una carga de 0,15 tn/m a 1,00 m de la contrahuella, por lo tanto éste va a reaccionar ante dicha carga, esto se ve en la Figura 5.4.

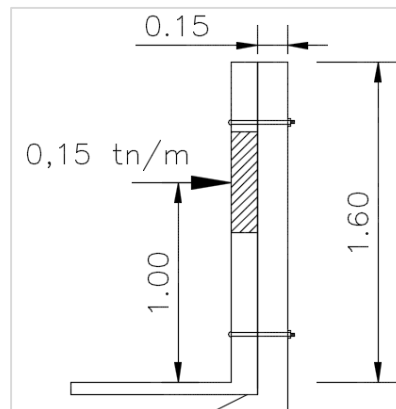


Figura 5.4. Situación planteada para respaldo de viga principal

Entonces, el momento producido sobre el respaldo es la carga por metro lineal por la distancia entre pórticos por la distancia del brazo de palanca:

$$M = 0,15 \frac{tn}{m} \times 5,246 m \times 1,00 m \rightarrow M = 0,79 tnm$$

Se siguen los pasos del caso de la sección de la viga:

$$Mn = \frac{0,79 tnm}{0,90} \rightarrow Mn = 0,88 tnm$$

$$m_n = \frac{0,88 \text{ tn. m}}{0,85 \cdot 2500 \text{ tn/m}^2 \cdot 0,30 \text{ m} (0,12 \text{ m})^2} \rightarrow m_n = 0,09586$$

$$K_a = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,09586)} \rightarrow K_a = 0,10096$$

$$A_s = \frac{0,10096 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} \rightarrow A_s = 1,84 \text{ cm}^2$$

Entonces para la armadura longitudinal se **adoptan 2 Ø 10 mm + 2 Ø 12 mm**, debido a que se las considera como dos vigas distintas dentro de la misma, como muestra la Figura 5.5.

Además, en dicha figura puede verse que se dejan provistos orificios de 20 cm de diámetro para los pasadores galvanizados de Ø 14mm.

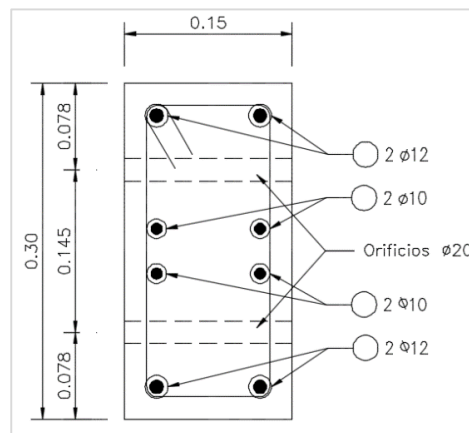


Figura 5.5. Sección de respaldo de viga principal

Para los estribos se adoptó la armadura mínima dada por la expresión (20):

$$s \leq \begin{cases} d/2 = 50 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{v_{min}} [\text{cm}^2] = 0,33 \frac{300 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm}}{100 \cdot 420 \text{ MPa}}$$

$$A_{v_{min}} [\text{cm}^2] = 0,12 \text{ cm}^2 (2R\text{Ø } 6 \text{ c}/5 \text{ cm})$$

Finalmente, para la armadura de corte se **adopta 2 ramas Ø 6 mm cada 5 cm**.

5.1.4. Inserto

Dicho elemento cuenta con 11 insertos que le permite vincularse a las gradas que apoyan sobre el mismo. Se trata de placas de 100 mm x 6,40 mm y una longitud de 300 mm, con barras lisas soldadas de Ø 10 mm.

El plano correspondiente a la viga principal se adjunta en el Anexo 1.

5.2. COLUMNA

Para el cálculo de las armaduras en la columna se utilizaron los diagramas de interacción de resistencia, que definen la carga y el momento de falla para una determinada sección de hormigón armado en el intervalo completo de excentricidades. Dicho diagrama depende de:

- f'_c : Resistencia especificada del Hormigón (25 MPa)
- f_y : Tensión de fluencia del acero (420 MPa)
- γ : Relación entre la altura del núcleo confinado y la altura total (0,80)

El diagrama de interacción correspondiente a este caso puede verse en la Figura 5.6.

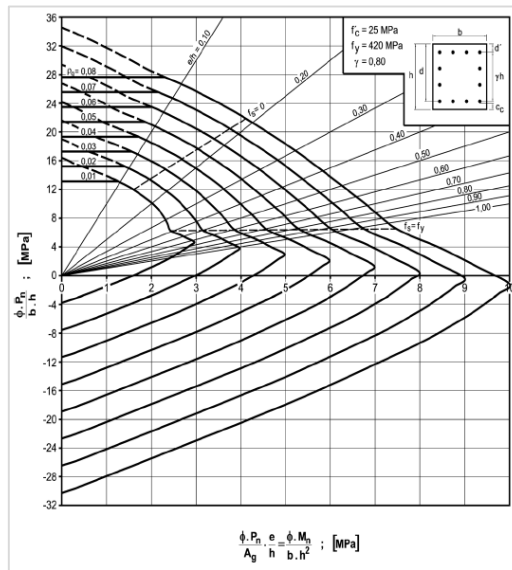


Figura 5.6. Diagrama de interacción

Del modelo se obtienen los siguientes esfuerzos, pertenecientes a la combinación C2:

- Esfuerzo axial = 51,30 tn
- Momento flector = 11,30 tn.m

Luego, con estas solicitaciones y el ábaco, puede verse en la Figura 5.7. que se obtiene la curva para una cuantía de acero $\rho = 0,019$.

Entonces la sección de armadura necesaria será:

$$A_s = \rho \times A_c = 0,019 \times 30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} \rightarrow A_s = 17,10 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 8 Ø 20 mm, con armadura iguales en sus 4 caras.

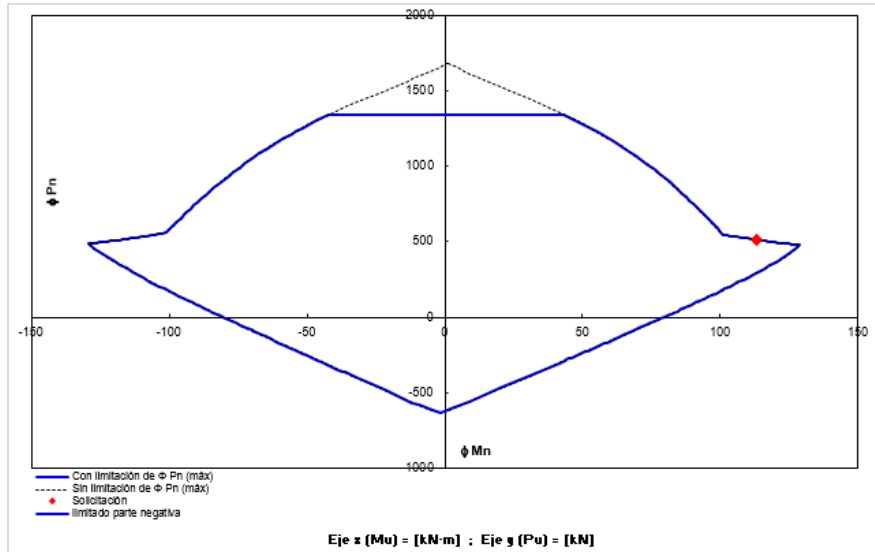


Figura 5.7. Abaco de interacción para la sollicitación última

Para los estribos, el corte en la columna resulta muy bajo se adopta:

- **En los extremos: 2R Ø 8 mm cada 10 cm.**
- **Las demás secciones: 2R Ø 8 cada 20 cm.**

En la Figura 5.8. puede observarse la sección definida

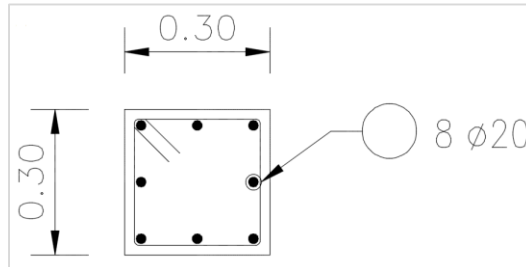


Figura 5.8. Sección de la columna

El plano correspondiente al detalle de la columna se adjunta en el Anexo 1.

5.3. CABEZALES

En este apartado, se realizará el dimensionado de los cabezales, que es el elemento estructural que permite transmitir la carga que viene de la columna y la viga a los pilotes. Para ello lo que debe determinarse es el esfuerzo de tracción que se produce en la parte inferior del mismo, se decidió dimensionar a partir de la capacidad última de los pilotes y no con la carga real de la columna.

Dicho esto, se sabe, por parte del Contratista, que los pilotes aseguran una capacidad de 15 tn para cargas de servicio. Entonces, para pasar de capacidad en servicio a capacidad última del pilote se utilizó un coeficiente único de seguridad que varía entre 1,45 y 1,50, donde se adoptó éste último:

$$q_u = 1,50 q_s = 1,50 \times 15,00 \text{ tn} \rightarrow q_u = 22,50 \text{ tn}$$

Además, tiene que verificarse que no se produzca el aplastamiento de las bielas de compresión

A continuación, se dimensionan dichos elementos, donde también se agrega otro cabezal de 1 pilote, para el bloque de baños.

5.3.1. Cabezal de 3 pilotes (Cabezal 1)

En este caso, se considera un elemento de 1,06 m x 1,06 m x 1,00 m, con una disposición de pilotes triangular de un lado de 0,80 m y los otros dos de 0,89 m, con un recubrimiento de 0,05 m, dicha geometría puede verse en la Figura 5.9.

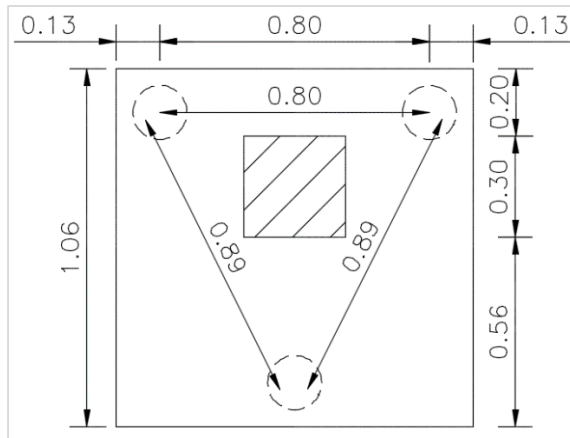


Figura 5.9. Geometría de cabezal 1

Para conocer la armadura de tracción, se plantea un armado en ambos sentidos, por lo que la fuerza de tracción se tiene que descomponer en estas dos direcciones para saber qué esfuerzo debe tomar en cada sentido, para ello se realiza un dibujo en 3D del elemento para conocer los ángulos, lo que puede verse en la Figura 5.10.

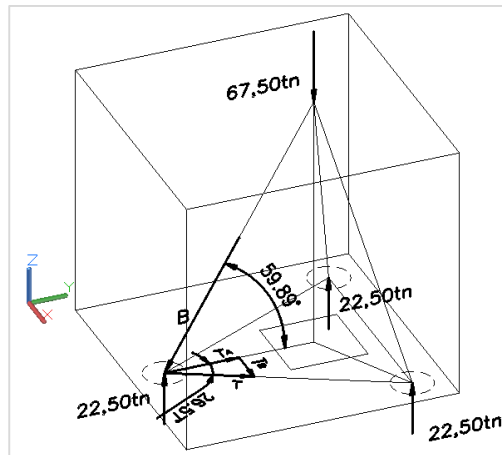


Figura 5.10. Cabezal 1 en 3D

Realizado el dibujo en 3D, se conocen los ángulos para poder calcular mediante reglas trigonométricas, las fuerzas de tracción T_A y T_B que toma el pilote que se encuentra más alejado y se lo tiene que cuenta 3 veces para determinar la armadura de tracción necesaria. El mismo se realiza a continuación:

$$\begin{aligned} \tan 59,89^\circ &= \frac{22,50 \text{ tn}}{T_A} \rightarrow T_A = \frac{22,50 \text{ tn}}{\tan 59,89^\circ} \rightarrow T_A = \mathbf{13,05 \text{ tn}} \\ \tan 26,57^\circ &= \frac{T_B}{T_A} \rightarrow T_B = T_A \cdot \tan 26,57^\circ = 13,05 \text{ tn} \cdot \tan 26,57^\circ \\ T_B &= \mathbf{6,53 \text{ tn}} \end{aligned}$$

$$T_x = 3 \times T_B = 3 \times 6,53 \text{ tn} \rightarrow T_x = \mathbf{19,59 \text{ tn}}$$

$$T_y = 3 \times T_A = 3 \times 13,05 \text{ tn} \rightarrow T_y = \mathbf{39,15 \text{ tn}}$$

La armadura a tracción se calcula con la siguiente expresión y con el mayor esfuerzo:

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \quad (21)$$

$$A_s = \frac{39,15 \text{ tn}}{0,90 \cdot 4,20 \text{ tn/cm}^2} \rightarrow A_s = \mathbf{10,36 \text{ cm}^2}$$

Se adopta 6 Ø 16 mm para la armadura inferior para ambos sentidos.

Además, se consideran **3 Ø 12 mm** de armadura horizontal equidistante, ya que no debe haber más de 30 cm de hormigón sin armarse y para mantener la armadura en su lugar.

Para la armadura superior se utiliza aproximadamente un 20% de A_s , pero no debe ser menos al 0,20% del área entre armadura horizontal, entonces:

$$A's = 0,20 \times 10,36 \text{ cm}^2 \geq 0,002 \times 106 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$$

$$A's = 2,07 \text{ cm}^2 < \mathbf{5,30 \text{ cm}^2}$$

Se adopta 5 Ø 12 mm para la armadura superior en ambos sentidos.

El estribo no se considera ya que la resistencia al corte del hormigón es muy grande y ya se encuentra muy armado el bloque.

El plano de detalle del cabezal se encuentra en el Anexo 1.

- Verificación de bielas comprimidas

Se debe verificar este ítem, deben cumplirse dos condiciones:

$$\sigma'_b = \frac{N}{A_c \cdot \text{sen}^2 \alpha} \leq 0,85 \cdot 0,75 \cdot f'_c \quad (22)$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{N}{n \cdot A_p \cdot \text{sen}^2 \alpha} \leq 0,85 \cdot 0,75 \cdot f'_c \quad (23)$$

Donde σ_b es la tensión de la biela en el extremo de la columna; N la carga axial en la columna, A_c el área de la sección de la columna, α es el ángulo entre la recta que une a los pilotes y la biela de compresión, n es la cantidad de pilotes por cabezal; A_p es el área del pilote; y el termino de la derecha es la resistencia nominal a compresión.

En la Figura 5.11. puede verse el ángulo entre la biela de compresión y el tensor.

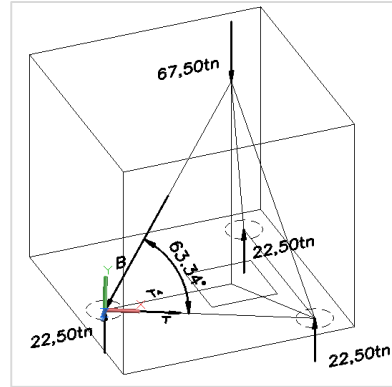


Figura 5.11. Ángulo entre biela y tensor

Entonces:

$$\sigma'_b = \frac{67,50 \text{ tn}}{(0,30 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}) \cdot \text{sen}^2(63,34^\circ)} \leq 0,85 \cdot 0,75 \cdot 2500 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_b = 923,09 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 1593,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{67,50 \text{ tn}}{3 \cdot \pi \times (0,08 \text{ m})^2 \cdot \text{sen}^2(63,34^\circ)} \leq 1593,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{b1} = 1401,15 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 1593,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

5.3.2. Cabezal de 2 pilotes (Cabezal 2)

Se diseñó un elemento de 0,50 m x 1,40 m x 1,00 m, con una distancia entre ejes de pilotes de 0,80 m. La geometría descrita se puede ver en la Figura 5.12.

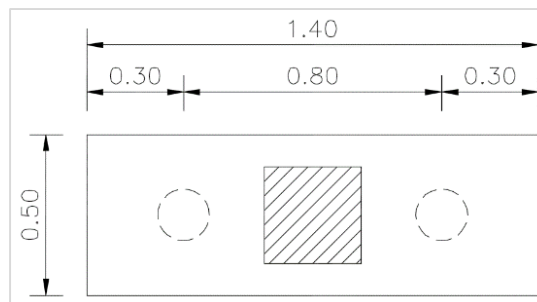


Figura 5.12. Geometría de cabezal 2

Para conocer la fuerza que debe absorber la armadura inferior, se realiza el dibujo en altura del elemento para conocer los ángulos. Dicho dibujo puede observarse en la Figura 5.13.

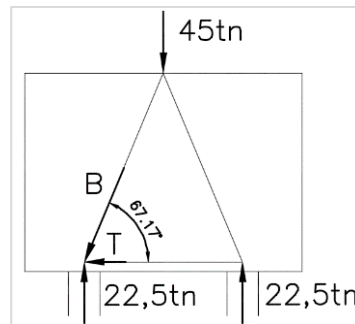


Figura 5.13. Geometría en altura de cabezal 2

A partir del ángulo determinado por el dibujo, a través de reglas trigonométricas se conocerá la fuerza de tracción T. Para ello:

$$\text{Tan } 67,17^\circ = \frac{22,50 \text{ tn}}{T} \rightarrow T = \frac{22,50 \text{ tn}}{\text{Tan } 67,17^\circ} \rightarrow T = 9,47 \text{ tn}$$

Con la expresión (21), se determina la armadura a tracción:

$$A_s = \frac{9,47 \text{ tn}}{0,90 \cdot 4,20 \text{ tn/cm}^2} \rightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

Entonces se **adopta 4 Ø 12 mm para la unión de pilotes.**

También se considera la armadura horizontal, como el caso de anterior de **3 Ø 12 mm.**

Para la armadura superior:

$$A's = 0,20 \times 2,51 \text{ cm}^2 \geq 0,002 \times 50 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$$

$$A's = 0,50 \text{ cm}^2 < 2,50 \text{ cm}^2$$

Para la armadura superior se **adopta 4 Ø 12 mm.**

A pesar de la gran resistencia del bloque de hormigón al corte, se debe considerar un estribado por la gran longitud de las armaduras longitudinales a partir de las expresiones (19) y (20):

$$s \leq \begin{cases} d/2 = 475 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$Av_{min} [\text{cm}^2] = 0,33 \frac{500 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}}{100 \cdot 420 \text{ MPa}}$$

$$Av_{min} [\text{cm}^2] = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (2RØ 10 c/40 cm)}$$

Entonces para la armadura de corte se **adopta 2 ramas Ø 8 mm cada 20 cm.**

El plano de detalle del cabezal se encuentra en el Anexo 1.

- Verificación de bielas comprimidas

Dicha verificación se realiza con las expresiones (22) y (23), entonces:

$$\sigma'_b = \frac{45 \text{ tn}}{(0,30 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}) \cdot \text{sen}^2(67,17^\circ)} \leq 0,85 \cdot 0,75 \cdot 2500 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_b = 588,61 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 1593,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{45 \text{ tn}}{2 \cdot \pi \times (0,08 \text{ m})^2 \cdot \text{sen}^2(67,17^\circ)} \leq 1593,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{b1} = 1317,38 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \leq 1593,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

5.3.3. Cabezal de 1 pilote (Cabezal 3)

Este cabezal se considera en el bloque de baños, con dimensiones de 50 cm x 50 cm y 100 cm de profundidad, la geometría descrita puede verse en la Figura 5.14.

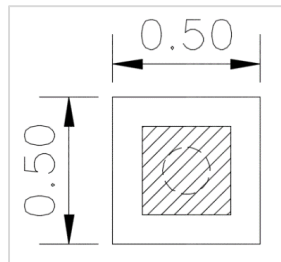


Figura 5.14. Geometría de cabezal 3

Se decidió utilizar una armadura con la finalidad de poder confinar el hormigón del cabezal, por eso se **adoptó una armadura en ambos sentidos de Ø 8 mm cada 10 cm.**

Como en el cálculo de los demás cabezales, se dispone de **3 Ø 8 mm de armadura horizontal.**

En este caso, se realiza una verificación del hormigón en compresión a partir de la capacidad del pilote en estado límite último, con la siguiente expresión:

$$\frac{q_u}{A_p} \leq 0,51 \cdot f'c \quad (24)$$

$$\frac{22,50 \text{ tn}}{\pi \times (0,08 \text{ m})^2} \leq 0,51 \cdot 2500 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \rightarrow 1119 \text{ tn/m}^2 \leq 1275 \text{ tn/m}^2 \rightarrow \text{VERIFICA}$$

El plano correspondiente a dicho elemento, se adjunta en el Anexo 1.

5.4. VERIFICACIÓN DEL SUELO A FUERZAS HORIZONTALES

Una vez dimensionado el cabezal, complementariamente, se verifico que la resistencia pasiva del suelo donde se encontrara fundada la estructura sea mayor a la máxima reacción horizontal de los pilotes. Pero como no se contaban con datos específicos del terreno, se decidió adoptar parámetros característicos del suelo conservadores para poder verificar dicha situación mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_p = h_f \cdot \delta \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (25)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (26)$$

Donde σ_p es la resistencia pasiva del suelo; h_f es la profundidad de análisis; δ es la densidad del suelo; K_p es el coeficiente de empuje pasivo; c es la cohesión del suelo; y ϕ es el ángulo de fricción interna.

Los valores adoptados son:

- $\delta = 1,70 \text{ tn/m}^3$
- $c = 2,00 \text{ tn/m}^2$
- $\phi = 20^\circ$
- $h_f = 1,00 \text{ m}$ (Altura del cabezal)

Teniendo en cuenta los parámetros de suelo adoptados, entonces:

$$K_p = \tan^2(45 + 20^\circ/2) \rightarrow K_p = 2,04$$

$$\sigma_p = 1,00 \text{ m} \cdot 1,70 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \cdot 2,04 + 2 \cdot 2,00 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \cdot \sqrt{2,04} \rightarrow \sigma_p = 9,18 \text{ tn/m}^2$$

Luego del modelo se determinó la máxima reacción horizontal en los pilotes:

- $R_H = 0,22 \text{ tn}$
-

Sabiendo que las dimensiones del cabezal más chico es 0,50m x 1,00m, entonces:

$$\sigma_H = \frac{R_H}{b \times h_f} = \frac{0,22 \text{ tn}}{0,50 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}} \rightarrow \sigma_H = 0,44 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < \sigma_p = 9,18 \text{ tn/m}^2$$

5.5. VIGAS DE FUNDACIÓN

Con respecto al cálculo de armaduras de las vigas de fundación, se dimensionaron las que se encontraban en el bloque de baños a partir de considerar las cargas de muro y las demás de las solicitaciones de tracción y momento obtenidos desde el modelo.

5.5.1. Vigas de fundación de 25cm x 33cm

Desde el modelo se obtienen la máxima de las solicitaciones entre todas las vigas con estas características:

- $T_u = 2,58 \text{ tn}$
- $M_u = 1,03 \text{ tn.m}$

La armadura se determina con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{T_u}{2 \cdot \phi_t \cdot f_y} + \frac{K_a \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{f_y} \quad (27)$$

Para el 2do término se sigue el mismo procedimiento que el realizado para la viga principal, entonces:

$$M_n = \frac{1,03 \text{ tnm}}{0,90} \rightarrow \mathbf{M_n = 1,15 \text{ tnm}}$$

$$m_n = \frac{1,15 \text{ tn.m}}{0,85 \cdot 2500 \text{ tn/m}^2 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot (0,30 \text{ m})^2} \rightarrow \mathbf{m_n = 0,02405}$$

$$K_a = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,02405)} \rightarrow \mathbf{K_a = 0,02435}$$

$$\mathbf{K_{a_{min}} = 0,06588} > K_a = 0,02435$$

Se adopta para el cálculo $K_{a_{min}}$. Luego con la expresión (27) determinamos la armadura necesaria:

$$A_s = \frac{2,58 \text{ tn}}{2 \cdot 0,90 \cdot 4,20 \text{ tn/cm}^2} + \frac{0,06588 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 25 \text{ cm} \cdot 30 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$\mathbf{A_s = 2,84 \text{ cm}^2}$$

Luego para la armadura de tracción y compresión se **adopta 2 Ø 16 mm**.

Con respecto a la armadura de corte se adopta una armadura minima, el cual se determina con las expresiones (19) y (20):

$$s \leq \begin{cases} d/2 = 150 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{v_{min}} [\text{cm}^2] = 0,33 \frac{250 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm}}{100 \cdot 420 \text{ MPa}}$$

$$\mathbf{A_{v_{min}} [\text{cm}^2] = 0,29 \text{ cm}^2}$$

Luego, para la armadura de corte se **adopta 2 ramas Ø 6 mm cada 15 cm para los extremos y cada 20 cm para el tramo**.

En la Figura 5.15, se puede ver en detalle las vigas de fundación 2 a 12.

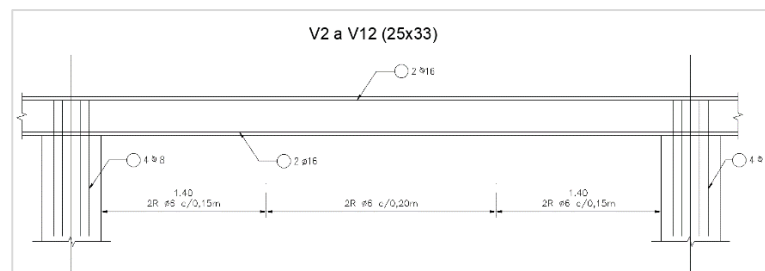


Figura 5.15. Detalle de vigas de fundación V2 a V12.

5.5.2. Vigas de fundación de 30cm x 40cm

Se sigue el mismo procedimiento que el punto anterior. Del modelo se obtiene:

- $T_u = 4,18 \text{ tn}$
- $M_u = 2,20 \text{ tn.m}$

Siguiendo con el método realizado:

$$M_n = \frac{4,18 \text{ tnm}}{0,90} \rightarrow \mathbf{M_n = 4,65 \text{ tnm}}$$

$$m_n = \frac{4,65 \text{ tn.m}}{0,85 \cdot 2500 \text{ tn/m}^2 \cdot 0,30 \text{ m} (0,37 \text{ m})^2} \rightarrow \mathbf{m_n = 0,05328}$$

$$K_a = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,05328)} \rightarrow K_a = 0,05478 < \mathbf{K_{a_{min}} = 0,06588}$$

Bajo la expresión (27), se calculó la armadura necesaria:

$$A_s = \frac{4,18 \text{ tn}}{2 \cdot 0,90 \cdot 4,20 \text{ tn/cm}^2} + \frac{0,06588 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 47 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$\mathbf{A_s = 5,25 \text{ cm}^2}$$

Finalmente, para la armadura de tracción y compresión se **adopta 3 Ø 16 mm**.

A la hora de determinar la armadura de corte, se adopta la minima:

$$s \leq \begin{cases} d/2 = 185 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{v_{min}} [\text{cm}^2] = 0,33 \frac{300 \text{ mm} \cdot 185 \text{ mm}}{100 \cdot 420 \text{ MPa}}$$

$$\mathbf{A_{v_{min}} [\text{cm}^2] = 0,44 \text{ cm}^2}$$

Entonces, para la armadura de corte se **adopta 2 ramas Ø 6 mm cada 15 cm para los extremos y cada 20 cm para el tramo**.

En la Figura 5.16, se puede ver en detalle la viga de fundación 14.

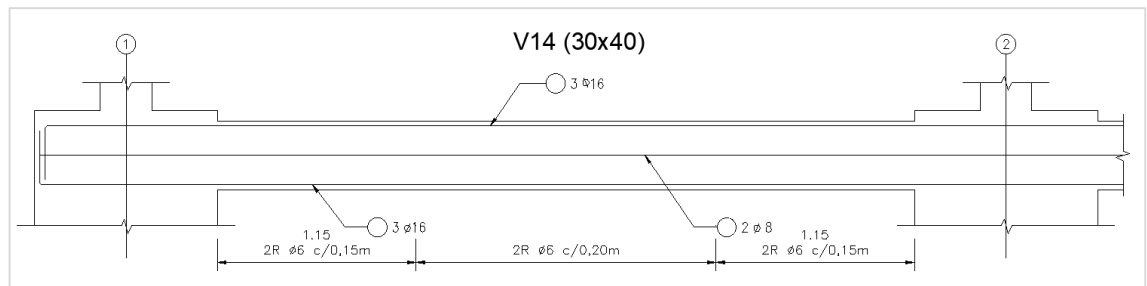


Figura 5.16. Detalle de viga de fundación V14.

5.5.3. Vigas de fundación de 30cm x 60cm

En la Figura 5.17. puede observarse la planta de fundación en la zona donde se encuentra el bloque de baños.

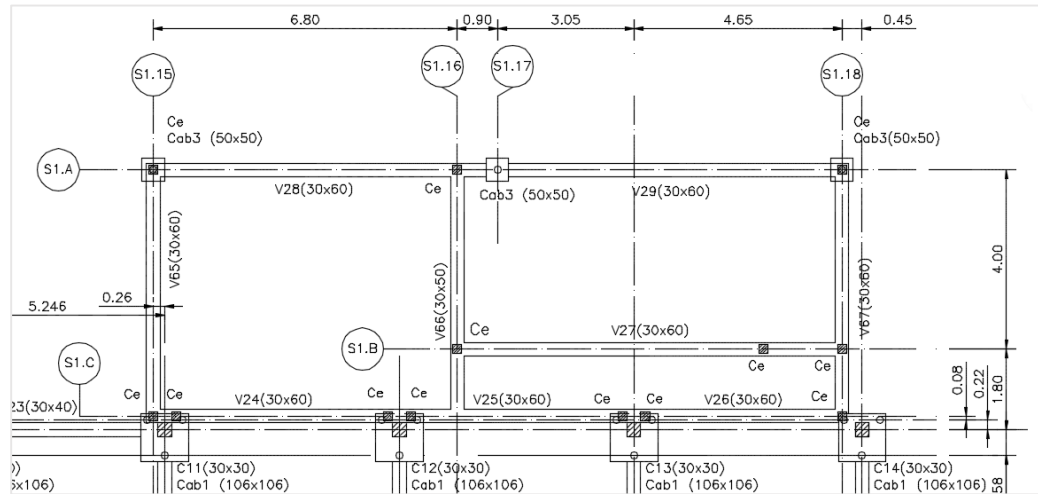


Figura 5.17. Planta de fundación de bloques de baños

Para el dimensionamiento de estas vigas se consideró una carga de un muro ladrillo macizo de 0,30 de espesor y una de altura de 3,85 m, aproximadamente, entonces:

$$Q_M = Q_{DL} x e x h = 1,73 \frac{tn}{m^3} x 0,30 m x 3,85 m \rightarrow Q_M = 2,00 tn/m$$

Ahora debo definir la carga última Q_U , para ello usamos la combinación C1, pero en vez de utilizar el factor de carga 1,40, se adopta un valor de 1,575 para considerar el efecto de fisuración que podría pudrirse en el muro cuando la viga se deforma. Entonces:

$$Q_U = 1,575 x Q_M = 1,575 x 2,00 \frac{tn}{m} \rightarrow Q_U = 3,15 tn/m$$

A partir del valor de Q_U , se obtenían los valores de corte y momento flector en el tramo y en el apoyo de cada una de ellas. A modo de ejemplo, se describe el cálculo de la viga 65:

- Cálculo de corte y momento flector:

Para calcular estos esfuerzos, se considera dicha viga de longitud 8,60 m como simplemente apoyada sometida a la carga Q_M en toda su longitud y se calculan con las siguientes expresiones:

$$M_{fMax} = \frac{Q_U x L^2}{8} \quad (28); \quad V_{Max} = \frac{Q_U x L}{2} \quad (29)$$

Donde M_{fMax} es el momento flector máximo (ocurre en el tramo); L es la longitud de la viga; y V es el esfuerzo de corte máximo (ocurre en los apoyos).

$$M_{fMax} = \frac{3,15 tn/m x (5,50 m)^2}{8} \rightarrow M_{fMax} = 11,91 tn.m$$

$$V_{Max} = \frac{Q_M \times L}{2} = \frac{3,15 \frac{tn}{m} \times 5,50 m}{2} \rightarrow V_{Max} = 8,66 tn$$

En la Figura 5.18., se puede ver los diagramas con sus valores máximos.

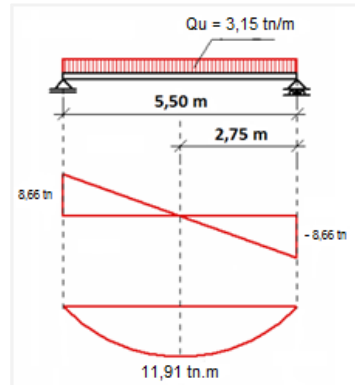


Figura 5.18. Diagrama de momento flector y corte de la viga de fundación 65

• Armadura longitudinal:

- Se determina el momento nominal que debe resistir la sección, bajo la expresión (9):

$$M_n = \frac{11,91 tn.m}{0,90} \rightarrow M_n = 13,23 tnm$$

- Se calculan los coeficientes adimensionales m_n y K_a , con las expresiones (10) y (11), respectivamente:

$$m_n = \frac{13,23 tn.m}{0,85 \cdot 2500 tn/m^2 \cdot 0,30 m \cdot (0,57 m)^2} \rightarrow m_n = 0,06387$$

$$K_a = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,06387)} \rightarrow K_a = 0,06606 > K_{a_{min}} = 0,06588$$

- Con la ecuación (14), se determinó la armadura necesaria A_s :

$$A_s = \frac{0,06606 \cdot 0,85 \cdot 25 MPa \cdot 30 cm \cdot 57 cm}{420 MPa} \rightarrow A_s = 5,72 cm^2$$

Finalmente, para la armadura inferior se **adopta 3 Ø 16mm** y para la superior se **adopta 3 Ø 16mm**.

Además, se considera **2 Ø 8 mm** a mitad de la altura por el hecho de no dejar más de 30 cm de hormigón sin armadura

• Armadura de corte:

- Con (15), determino el corte nominal V_n

$$V_n = \frac{8,66 tn}{0,75} \rightarrow V_n = 11,55 tn$$

- Determino la resistencia al corte que puede aportar el H°, bajo la expresión (16) y con (17) se calculó el corte a tomar por la armadura:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot 30 \text{ cm} \cdot 57 \text{ cm}}{100} \rightarrow V_c = 14,25 \text{ tn}$$

$$V_s = 11,55 \text{ tn} - 14,25 \text{ tn} \rightarrow V_s = 0 \text{ tn}$$

Entonces debo proveer a la sección de armadura mínima que se calcula con la expresión (20):

$$s \leq \begin{cases} d/2 = 335 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{v_{min}} [\text{cm}^2] = 0,33 \frac{300 \text{ mm} \cdot 335 \text{ mm}}{100 \cdot 420 \text{ MPa}}$$

$$A_{v_{min}} [\text{cm}^2] = 0,79 \text{ cm}^2 (2R\emptyset 6 \text{ c}/33,5 \text{ cm})$$

Finalmente, para la armadura de corte se **adopta 2 ramas Ø 6 mm cada 12 cm en apoyos y 2 ramas Ø 6 mm cada 20 cm en el tramo.**

En la Figura 5.19, se puede ver en detalle la viga de fundación 65.

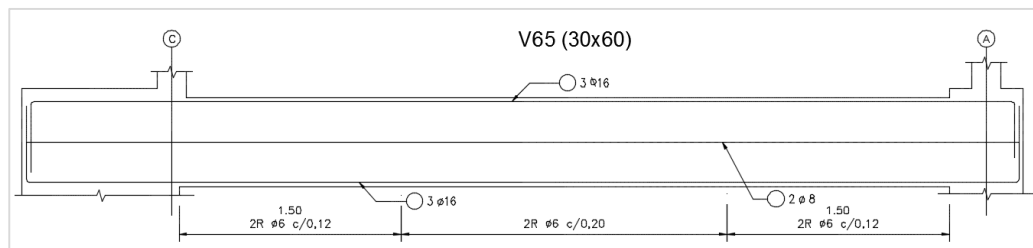


Figura 5.19. Detalle de viga V65

El plano de detalle de todas las vigas de fundación, se adjunta en el Anexo 1.

El dimensionamiento de las demás vigas, se pueden ver en el Anexo 2.

5.6. GRADA PG1

Definida la geometría en el punto 3.3, lo que sigue a continuación, es el cálculo de la armadura. Para ello, se describe el cálculo a continuación:

5.6.1. Armadura longitudinal

- Se determinó la carga de peso propio (Q_{DL}) y sobrecarga (Q_{LL}) por metro lineal y obtengo la carga ultima con la combinación de carga C2:

- Peso propio (Q_{DL}): Se calcula a partir del área de la grada A calculada anteriormente y la densidad del H° endurecido δ_{H°

$$Q_{DL} = \delta_{H^\circ} \times A = 2,40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 0,085 \text{ m}^2 \rightarrow Q_{DL} = 0,204 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

- Sobrecarga (Q_{LL}): Surge como resultado del producto entre la sobrecarga LL y el ancho de la huella b:

$$Q_{LL} = LL \times b = 0,75 \frac{tn}{m^2} \times 0,80 m \rightarrow Q_{LL} = 0,60 \frac{tn}{m}$$

- Finalmente, se calcula la carga ultima:

$$Q_u = 1,20 Q_{DL} + 1,60 Q_{LL} = 1,20 \cdot 0,204 \frac{tn}{m} + 1,60 \cdot 0,60 \frac{tn}{m}$$

$$Q_u = 1,204 \frac{tn}{m}$$

- Se calcula el momento último con la expresión válida para una viga simplemente apoyada con la expresión (28):

$$M_u = \frac{1,204 \frac{tn}{m} \times (5,241 m)^2}{8} \rightarrow M_u = 4,14 \text{ tnm}$$

- Se determina el momento nominal que debe resistir la sección, bajo la ecuación (9):

$$M_n = \frac{4,14 \text{ tnm}}{0,90} \rightarrow M_n = 4,60 \text{ tnm}$$

- Siguiendo el reglamento, debe calcularse los coeficientes adimensionales m_n y K_a :

$$m_n = \frac{4,60 \text{ tnm}}{0,85 \cdot 3500 \text{ tn/m}^2 \cdot 0,08 m \cdot (0,37 m)^2} \rightarrow m_n = 0,14100$$

$$K_a = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,14100)} \rightarrow K_a = 0,15265$$

Se verifica $K_a > K_{a_{min}}$, con la expresión (13):

$$K_{a_{min}} = \frac{1,00}{3,40 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}} \rightarrow K_{a_{min}} = 0,04971 < K_a$$

- Con la expresión (14), determinó la armadura necesaria A_s :

$$A_s = \frac{0,15265 \cdot 0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 8 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} \rightarrow A_s = 3,20 \text{ cm}^2$$

Finalmente, para la armadura en flexión se adoptan **3 Ø 12 mm**.

5.6.2. Armadura de corte

- Se determinó el corte requerido V_u cuando se encuentra sometido a la carga Q_u , con la expresión (29) y determino el corte nominal V_n con (17):

$$V_u = \frac{1,204 \frac{tn}{m} \times 5,241 m}{2} \rightarrow V_u = 3,16 \text{ tn}$$

$$V_n = \frac{3,16 \text{ tn}}{0,75} \rightarrow V_n = 4,21 \text{ tn}$$

- Determino la resistencia al corte que puede aportar el H°:

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \frac{\sqrt{35 \text{ MPa}} \cdot 8 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm}}{100} \rightarrow V_c = 2,92 \text{ tn}$$

$$V_s = 4,21 \text{ tn} - 2,92 \text{ tn} \rightarrow V_s = 1,29 \text{ tn}$$

- Se calculó la armadura Av/s, teniendo en cuenta que se utilizara una malla AM 500:

$$\frac{Av}{s} = \frac{1,29 \text{ tn}}{0,37 \text{ m} \times 5,00 \text{ tn/cm}^2} \rightarrow \frac{Av}{s} = 0,70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Finalmente, para la armadura de corte se **adopta malla Q188 (1,88 cm²) de Ø 6 mm cada 15 cm x 15 cm.**

5.6.3. Armadura para transporte

Al transportar el elemento, se produce un momento, denominado “de izaje” por el hecho de que la forma de la pieza no es simétrica y va querer rotar sobre su eje principal. Dicho momento es producido por el peso propio del mismo y se calcula con la expresión (28):

$$M_i = \frac{Q_{DL} \times L^2}{8} = \frac{0,204 \text{ tn/m} \times (5,241 \text{ m})^2}{8} \rightarrow M_i = 0,70 \text{ tnm}$$

Para poder calcular la sección necesaria de armadura, se utilizaron las expresiones utilizados en el punto anterior:

$$m_n = \frac{0,70 \text{ tnm}}{0,85 \cdot 3500 \text{ tn/m}^2 \cdot 0,08 \text{ m} (0,37 \text{ m})^2} \rightarrow m_n = 0,02148 \text{ tnm}$$

$$K_a = 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,02148)} \rightarrow K_a = 0,02172 < K_{a_{min}} = 0,04971$$

Entonces se adopta para el cálculo Kamin

$$A_s = \frac{0,04971 \cdot 0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 8 \text{ cm} \cdot 37 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}} \rightarrow A_s = 1,04 \text{ cm}^2$$

Luego para la armadura de flexión por transporte se **adopta 2 Ø 10 mm.**

Lo siguiente es calcular la armadura de izaje, que soporta el peso del mismo:

$$A_s = \frac{P}{f_{adm}} \quad (30)$$

Donde P es el peso de la grada en tn; y f_{adm} la tensión admisible del acero F24.

$$P = Q_{DL} \times L = 0,204 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \times 5,241 \text{ m} \rightarrow P = 1,07 \text{ tn}$$

$$A_s = \frac{1,07 \text{ tn}}{1,40 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2}} \rightarrow A_s = 0,76 \text{ cm}^2$$

Se adopta 4 Ø 10 mm liso distribuida en 4 zonas para la A° de izaje.

5.6.4. Insertos

Por último, el premoldeado en estudio cuenta con varios insertos para poder conectarse a los demás elementos estructurales mediante soldadura de filete. Dichos insertos se detallan a continuación:

- **Para vincularse con la grada inferior:** 3 perfiles ángulo de 2" x 1/8" y una longitud de 100 mm, con barras lisas soldadas Ø 10 mm.
- **Para conectarse con la grada superior:** 3 placas de 50 mm x 3,20mm y una longitud de 100 mm, con barras lisas soldadas Ø 10 mm.
- **Para vincularse con la viga inclinada:** 2 perfiles ángulo de 2" x 1/8" y una longitud de 112 mm, con barras lisas soldadas Ø 10 mm.
- **Para vincularse con las gradas laterales:** 2 perfiles ángulo de 2" x 1/4" y una longitud de 100 mm, con barras lisas soldadas Ø 10 mm.

En la Figura 5.20. puede verse la disposición de la armadura de la grada.

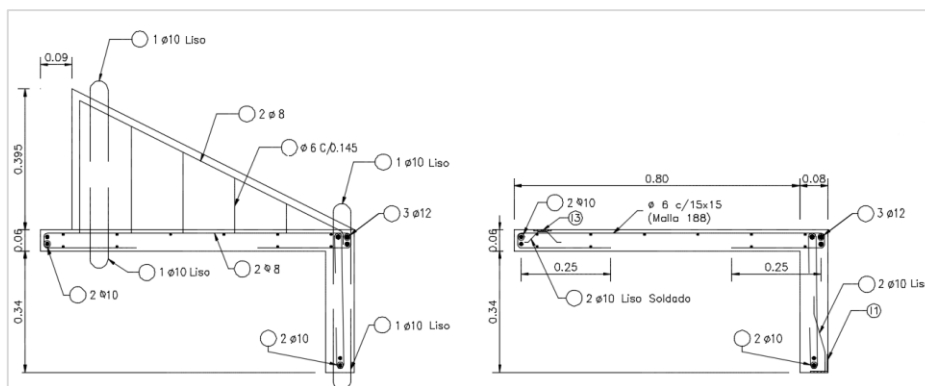


Figura 5.20. Detalle de armadura de Grada PG1

El plano de detalle correspondiente de la grada PG1 se encuentra en el anexo 1.

5.7. GRADA PG2

Con respecto al cálculo de la armadura, se realiza de la misma forma que la grada PG2:

5.7.1. Armadura longitudinal, de corte y de transporte

Se determinó que tanto la armadura longitudinal como la de corte sean iguales a la de la grada PG1, debido a que el brazo de palanca y ancho de la sección es mucho mayor. Con la A° de transporte en vez de usar 4 barras, se **adoptaron 6 Ø 10mm liso**.

En este caso solo hay que calcular la armadura del respaldo de la grada, teniendo en cuenta la carga que se produce cuando las personas se apoyan sobre la misma.

5.7.2. Armadura para respaldo

Para considerar el hecho de que la multitud se encuentre situada sobre el borde de la grada PG2, se define la misma situación que el caso del respaldo de la viga. Esta situación puede verse en la Figura 5.21.

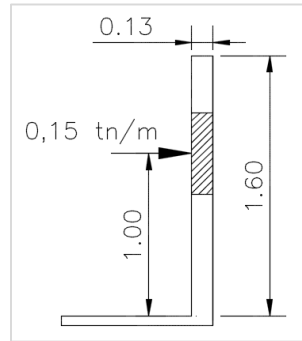


Figura 5.21. Carga considerada para respaldo de Grada PG2

En primer lugar, se calcula la armadura longitudinal y luego la armadura de corte.

○ Armadura longitudinal

El momento producido se calcula con la expresión (28):

$$M_i = \frac{Q_{DL} \times L^2}{8} = \frac{0,15 \text{ tn/m} \times (5,241 \text{ m})^2}{8} \rightarrow M_i = 0,52 \text{ tnm}$$

Luego, se utilizan las expresiones (9), (10) y (11) para el cálculo de la sección necesaria:

$$m_n = \frac{0,52 \text{ tnm}}{0,85 \cdot 3500 \text{ tn/m}^2 \cdot 1,63 \text{ m} \cdot (0,10 \text{ m})^2} \rightarrow m_n = 0,01062$$

$$Ka = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,01062} \rightarrow Ka = 0,01068$$

$$Ka_{min} = \frac{1,00}{3,40 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}} \rightarrow Ka_{min} = 0,04971 > Ka = 0,01068$$

$$As = \frac{0,04971 \cdot 0,85 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 163 \text{ cm} \cdot 13 \text{ cm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$As = 7,46 \text{ cm}^2 = \frac{7,46 \text{ cm}^2}{1,63 \text{ m}} \rightarrow As = 4,58 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Entonces, se adopta $As = \emptyset 10 \text{ mm c/15 cm}$ y para la armadura A's un 50% de As , $5 \emptyset 10 \text{ mm}$.

○ Armadura de corte

Se adopta una armadura mínima, teniendo en cuenta la separación mínima con la expresión (20) y a partir de la expresión (19):

$$s \leq \begin{cases} d/2 = 50 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$Av_{min} [cm^2] = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}} \frac{1630 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm}}{100 \cdot f_{yt} [MPa]}$$

$$Av_{min} = 0,72 \text{ cm}^2 \text{ (2R}\emptyset 8 \text{ c/5 cm)}$$

Se adopta 2R de Ø 8 cada 5 cm.

○ Inserto y orificios para pasador

Finalmente, la grada PG2 cuenta solo con un inserto que lo vincula con la grada inmediata inferior, a través de 3 placas de 50 mm x 3,20 mm y una longitud de 100 mm, con barras lisas soldadas de Ø 10 mm.

Para vincularse con la viga se utilizan 2 pasadores galvanizados Ø 14 mm (2 por viga).

En la Figura 5.22., se puede ver el detalle de la grada PG2.

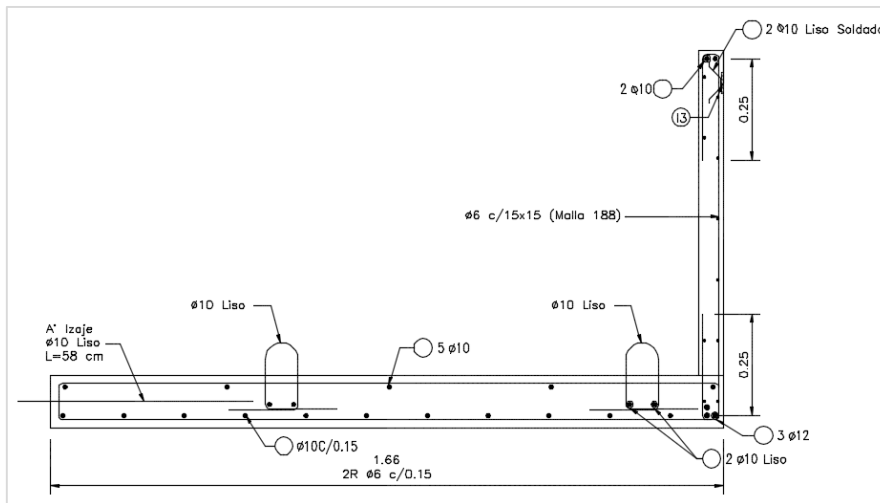


Figura 5.22. Detalle de armadura de Grada PG2

El plano correspondiente con las armaduras de la grada PG2 se encuentra adjunto en el anexo 1.

Observación: Se debería tener en cuenta también la torsión producida por el público estando parado, ya que la resistencia de este tipo de secciones abiertas de pared delgada no resiste bien esta sollicitación.

CONCLUSIÓN

Es importante rescatar el estudio de antecedentes para el conocimiento de los diferentes elementos estructurales que componen esta construcción, como es el caso de la grada, y la atención que hay que tener a la hora de ejecutar la estructura planteada, como el hecho de dejar insertos en la viga a una distancia tal para que puedan vincularse con las gradas, dejar los orificios en la viga para que coincidan con los de dicho elemento o el cuidado a la hora de realizar las juntas constructivas, dejando las barras en espera para la continuidad de la estructura.

También pude tener noción de lo interdisciplinario que puede ser un proyecto como este, ya que a veces se pensaba, diseñaba y proyectaba alguna tipología estructural y la persona que había realizado el proyecto de arquitectura no quería que sea así, por lo que había que volver a diseñarla o cambiar ciertos aspectos, esto sucedió más que nada en el sector S2 el cual no fue desarrollado en este informe.

Pude adquirir conocimientos sobre el uso del software de cálculo estructural (RAM – Elements) que no había utilizado durante la carrera universitaria, pudiendo entender cómo funciona, las consideraciones que hay que tener al armar el modelo numérico, que limitaciones tiene dicho programa y la interpretación de los datos obtenidos.

También adquirí experiencia de la forma en que trabaja una consultora ingenieril, pues pude tener contacto con profesionales que se encuentran trabajando en esta área hace mucho tiempo, enseñándome como se debería realizar y como no distintos aspectos del proyecto, así me ayudaron y guiaron para poder realizar el mismo.

A modo de cierre, el desarrollo de la práctica supervisada me permitió afianzar y reforzar los conocimientos adquiridos durante la formación académica y la posibilidad de aplicarlos a un caso real de la profesión.

BIBLIOGRAFÍA

CIRSOC (2005) – *“Reglamento CIRSOC 101. Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras”*

CIRSOC (2013) – *“Reglamento INPRES-CIRSOC 103. Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. Parte I – Construcciones en general”*

CIRSOC (1991) – *“Reglamento INPRES-CIRSOC 103. Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. Parte II – Construcciones de hormigón armado”*

CIRSOC (2005) – *“Reglamento CIRSOC 201. Reglamento argentino de estructuras de hormigón”*

Carlos A. Larsson – *“Hormigón armado y pretensado”*

Apuntes de la catedra de “Hormigón armado y pretensado”, “Diseño de estructuras de hormigón armado y pretensado” y “Mecánica analítica”, de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba.

ANEXO 1

PLANOS

ANEXO 2

CALCULO DE VIGAS DE FUNDACIÓN