

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

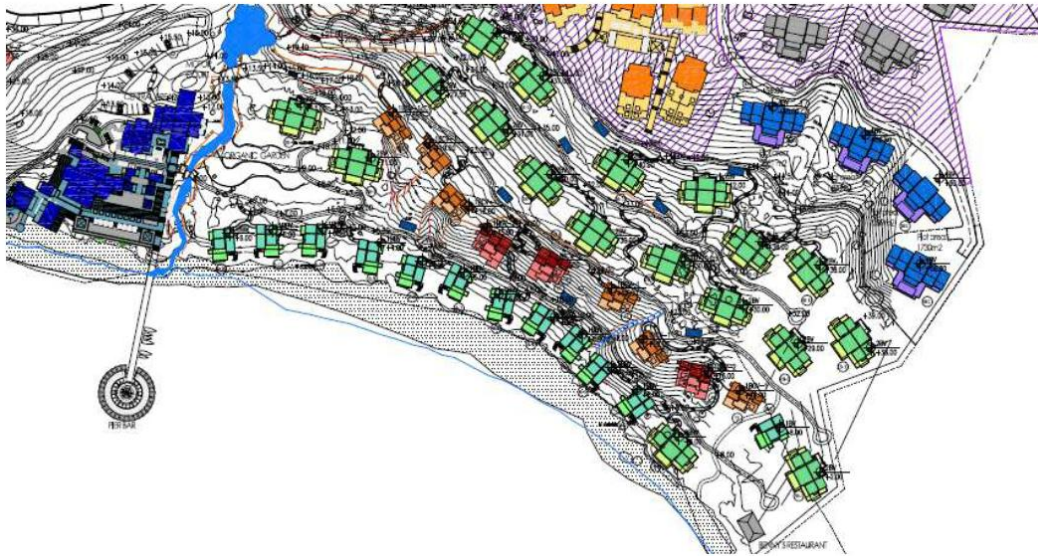
Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales



Práctica Supervisada

Carrera de Ingeniería civil

“Complejo Hotelero Freedom Bay”



Autor: Narciso Novillo Ferrer

Tutor Interno: Ing. Leonardo Cocco

Supervisor Externo: Ing. Agustín Fragueiro

Año 2014

Agradecimientos:

- A mis padres, que me dieron la oportunidad de estudiar, me acompañaron y me ayudaron a lo largo de la carrera.
- A mi grupo de estudio, y otros compañeros, con quienes cursé y estudié todas las materias, sin los cuales la carrera hubiera sido mucho más dura.
- A todos aquellos que me acompañaron profesionalmente en el desarrollo de la práctica, por todo el apoyo que me brindaron.

Resumen

La Práctica Supervisada se realizó en el estudio de ingeniería Fragueiro y Novillo, del Ing. Agustín Fragueiro, el cual fue contratado por el estudio de arquitectura "RAD Architecture", quien estaba a cargo del proyecto ejecutivo, para realizar el cálculo estructural de las distintas edificaciones que constituirán el Complejo Hotelero Freedom Bay. Este complejo se encuentra ubicado en la Bahía de Freedom Bay, Isla Santa Lucía (Mar Caribe).

Entre otras estructuras, el complejo constará de una serie de villas construidas de hormigón armado, mampostería y vigas y cabios de madera. El proyecto de estas estructuras ya se encontraba realizado, por lo que únicamente se llevó a cabo el cálculo estructural de estas.

En base a este proyecto, la tarea a realizar consistió en correcciones a los modelos numéricos ya elaborados (debido a cambio de criterios de modelación), confección de modelos de aquellas villas que aun no poseían uno, realización del cálculo de los distintos componentes estructurales, confección de memorias de cálculo y, finalmente, elaboración de planos estructurales.

Los modelos numéricos y cálculos se realizaron con la ayuda de herramientas informáticas como son el programa RAM y planillas de cálculo de Excel.

En la realización de estas tareas, el estudiante, se incorporó a un grupo de trabajo de ingenieros, con los cuales interactuó a lo largo del desarrollo de las distintas actividades.

Palabras clave: Diseño Estructural, RAM, Villas hoteleras.

INDICE GENERAL

Capítulo 1: Introducción	9
1.1 Localización y descripción del Complejo Hotelero Freedom Bay	9
1.1.1 Localización del complejo	9
1.1.2 Descripción del complejo	10
1.2 Objetivos	13
Capítulo 2: Descripción de las estructuras	14
Capítulo 3: Metodología de trabajo	30
3.1 Reglamentación a aplicar y antecedentes	30
3.2 Modelación de la estructura.....	31
3.3 Materiales y secciones	36
3.3.1 Hormigon armado	36
3.3.2 Madera estructural	36
3.3.3 Cerramientos de bloques de hormigon	37
3.4 Hipotesis de cargas	38
3.4.1 Peso propio (DL).....	40
3.4.2 Sobrecarga de uso (LL)	41
3.4.3 Carga lateral (H)	41
3.4.4 Carga debido al viento	41
3.4.5 Carga debido al sismo (Eq).....	43
3.5 Diseño y verificación de la estructura	46
3.5.1 Vigas.....	46
3.5.2 Losas	48
3.5.3 Columnas.....	50
3.5.4 Cerramientos laterales – CMU	52
3.5.5 Fundaciones	52
Capítulo 4: Resultados y ejemplos.....	60
4.1 Nivel de techo de la villa 2BV-Lockout.....	60
4.1.1 Estructura del nivel	60
4.1.2 Vigas.....	61
4.1.3 Losas	66
4.1.4 Cerramientos laterales – CMU	69
4.2 Primer nivel de la villa 2BV-Lockout	71
4.2.1 Estructura del nivel	71
4.2.2 Vigas.....	72
4.2.3 Losas	74
4.2.4 Cerramientos laterales – CMU	77

4.2.5 Columnas.....	78
4.3 Nivel de fundación de villa 2BV-Lockout.....	84
4.3.1 Zapatas aisladas.....	85
4.3.2 Zapata corrida bajo muros	88
4.4 Memorias y Planos.....	92
Capitulo 5: Conclusiones	93
Bibliografia.....	95

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 UBICACIÓN DEL COMPLEJO HOTELERO	9
FIGURA 2 FASE 1 PLAN DE DESARROLLO	11
FIGURA 3 PLANO UNIDADES INDIVIDUALES - SECCIÓN NORTE	11
FIGURA 4 PLANO UNIDADES INDIVIDUALES - SECCIÓN SUR	12
FIGURA 5 PLANTA DE TECHO 1BC-1S.....	15
FIGURA 6 1BC-1S CORTE A-A.....	16
FIGURA 7 1BC-1S CORTE B-B	16
FIGURA 8 VISTA TRIDIMENSIONAL DEL MODELO DE 1BC-1S.....	17
FIGURA 9 PLANTA DE TECHO 1BV.....	18
FIGURA 10 1BV CORTE A-A	19
FIGURA 11 1BV CORTE B-B.....	19
FIGURA 12 VISTA TRIDIMENSIONAL DEL MODELO DE 1BV	20
FIGURA 13 PLANTA DE TECHO 2BV-LOCKOUT	21
FIGURA 14 2BV-LOCKOUT CORTE A-A.....	22
FIGURA 15 2BV-LOCKOUT CORTE B-B	22
FIGURA 16 VISTA TRIDIMENSIONAL DEL MODELO 2BV-LOCKOUT	23
FIGURA 17 PLANTA DE TECHO 2BV-NOLOCKOUT.....	24
FIGURA 18 2BV-NO LOCKOUT CORTE A-A	24
FIGURA 19 2BV-NO LOCKOUT CORTE B-B	25
FIGURA 20 VISTA 3D DEL MODELO 2BV-NO LOCKOUT.....	25
FIGURA 21 PLANTA DE TECHO 4BV	26
FIGURA 22 4BV CORTE A-A	27
FIGURA 23 4BV CORTE B-B.....	27
FIGURA 24 4BV CORTE C-C.....	28
FIGURA 25 VISTA 3D DEL MODELO 4BV	28
FIGURA 26 GEOMETRÍA BÁSICA DEL MODELO NUMÉRICO	31
FIGURA 27 VIGAS APOYAS DE MANERA NO CENTRADA SOBRE COLUMNA.....	32
FIGURA 28 MODELADO DEL CASO DE LA FIGURA 27	32
FIGURA 29 MODELO NUMÉRICO CON MUROS QUE POSEEN CONTINUIDAD VERTICAL	33
FIGURA 30 MODELO NUMÉRICO CON TODOS LOS MUROS.....	33
FIGURA 31 MATERIAL Y SECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DEL MODELO NUMÉRICO.....	34
FIGURA 32 CONDICIONES DE VINCULO DE ALGUNOS ELEMENTOS DEL MODELO NUMÉRICO	34
FIGURA 33 PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	35
FIGURA 34 ACCIÓN SÍSMICA SEGÚN DIRECCIÓN X-X	45
FIGURA 35 ACCIÓN SÍSMICA SEGÚN DIRECCIÓN Z-Z.....	45
FIGURA 36 TABLA DE MARCUS EMPLEADA EN EL CÁLCULO DE LOSAS.....	49
FIGURA 37 ZAPATA AISLADA.....	53
FIGURA 38 ZAPATA CORRIDA TÍPICA.....	56
FIGURA 39 ZAPATA CORRIDA	57
FIGURA 40 ESTRUCTURA PROPUESTA A NIVEL DE TECHO.....	60
FIGURA 41 DESIGNACIÓN DE LOS ELEMENTOS EN EL MODELO NUMÉRICO	61
FIGURA 42 ENVOLVENTE DE MOMENTO.....	63
FIGURA 43 ENVOLVENTE DE CORTE BRINDADA POR RAM	65
FIGURA 44 TABLA DE MARCUS EMPLEADA EN EL CÁLCULO DE LOSAS.....	67
FIGURA 45 CERRAMIENTOS LATERALES	69
FIGURA 46 PLANTA DE ESTRUCTURA PROPUESTA EN EL PRIMER NIVEL	71
FIGURA 47 DESIGNACIÓN DE LOS ELEMENTOS EN EL MODELO.....	72
FIGURA 48 CERRAMIENTOS LATERALES	77
FIGURA 49 CROQUIS DE COLUMNA C01	81
FIGURA 50 PLANO EN PLANTA DE FUNDACIONES.....	84
FIGURA 51 DESIGNACIÓN DE NODOS EN PROGRAMA RAM.....	84
FIGURA 52 ZAPATA CORRIDA	89

INDICE DE TABALAS

TABLA 1 PROPIEDADES DEL HORMIGÓN ARMADO EN SOFTWARE RAM	36
TABLA 2 PROPIEDADES DE LAS VIGAS DE MADERA	37
TABLA 3 PROPIEDADES DE LAS COLUMNAS DE MADERA	37
TABLA 4 PROPIEDADES DE LOS CERRAMIENTOS	38
TABLA 5 MATERIALES SEGÚN EL TIPO DE SECCIÓN	38
TABLA 6 COMBINACIONES ÚLTIMAS DE CARGA	40
TABLA 7 CARGAS DE SERVICIO	40
TABLA 8 ANÁLISIS GLOBAL DE CARGA DE VIENTO	42
TABLA 9 ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO EN EL TECHO DE LA ESTRUCTURA	43
TABLA 10 CARGA DEBIDO AL SISMO	44
TABLA 11 CORRELACIÓN ENTRE DENOMINACIÓN EN PLANO Y EN MODELO DE LAS VIGAS	62
TABLA 12 LOSAS – NIVEL DE TECHO	66
TABLA 13 DESIGNACIÓN DE CADA CMU EN EL MODELO NUMÉRICO	70
TABLA 14 CORRELACIÓN ENTRE DENOMINACIÓN EN PLANO Y EN MODELO DE LAS VIGAS	73
TABLA 15 LOSAS – NIVEL DE PISO	74
TABLA 16 DESIGNACIÓN DE CADA CMU EN EL MODELO NUMÉRICO	77
TABLA 17 SECCIÓN, MATERIAL Y ARMADURA DE COLUMNAS	78
TABLA 18 SECCIÓN, MATERIAL Y ARMADURA DE COLUMNAS	79
TABLA 19 SECCIÓN, MATERIALES Y ARMADURA DE COLUMNAS	80
TABLA 20 TIPO DE ZAPATAS AISLADAS EXISTENTES EN LA ESTRUCTURA	85
TABLA 21 ENVOLVENTE DE REACCIONES PARA COMBINACIÓN DE CARGAS DE SERVICIO	86
TABLA 22 ENVOLVENTE DE REACCIONES PARA COMBINACIÓN DE CARGAS ULTIMAS	87
TABLA 23 ZAPATA CORRIDA BAJO MURO	88
TABLA 24 ENVOLVENTE DE REACCIONES PARA PLACA S13	89

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL COMPLEJO HOTELERO FREEDOM BAY

1.1.1 LOCALIZACIÓN DEL COMPLEJO

El complejo se localizará en la Bahía Freedom Bay, el mismo constará de 36 acres (14,6 hectáreas) de tierra en la comunidad residencial de Malgretoute, en el distrito de Soufriere, Isla Santa Lucía, aproximadamente a 2,5 kilómetros al sur de la ciudad de Soufriere. El acceso al sitio se realiza a través de una carretera secundaria que conduce al Hotel Jalousie Resort o por medio de una carretera terciaria a lo largo de la costa oeste de la ciudad de Soufriere.

En la figura 1 se puede apreciar la ubicación del Complejo Hotelero.



Figura 1 Ubicación del Complejo Hotelero

1.1.2 DESCRIPCIÓN DEL COMPLEJO

El proyecto consta de varias villas y unidades de departamentos para alojar a clientes, visitantes y miembros del personal.

Las villas destinadas a alojar clientes, se pueden dividir en: "Villas de playa", de un nivel, que poseerán 1 o 2 dormitorios y "Villas de dos a tres niveles", que poseerán de 3 a 5 dormitorios.

Las villas de playa como su nombre lo indican son aquellas que se encuentran próximas a la costa. Justamente por esta característica es que son unidades equipadas con mayor lujo y confort que las demás. A su vez en el proyecto se tomo la consideración de que solamente posean 1 o 2 dormitorios para dar mayor exclusividad al entorno, evitando que se formen grandes aglomeraciones de individuos.

Las villas de dos o tres niveles, se encuentran esparcidas homogéneamente en el predio del proyecto, pero sin cumplir ninguna condición de ubicación específica (como es el caso de las villas de playa). Estas no están destinadas a albergar a los huéspedes con grandes lujos y confort, sino que más bien buscan facilitar un espacio para descansar luego de hacer uso de las actividades de ocio del complejo. Por más que con estas construcciones no se busque exclusividad, siguen contando con excelentes ubicaciones en cuanto a movilidad y vista sobre el mar.

En tanto a la infraestructura destinada al alojamiento de la dirección y el personal, se construirá un edificio de dos plantas situado en el extremo sur del complejo. Esta estructura posee la misma tipología estructural y arquitectónica que el resto que las construcciones. En relación a las dimensiones y prestaciones de la misma, no se puede hacer mención ya que esta edificación no se encontró dentro de las destinadas a calcular por el estudio Fragueiro y Novillo y por ende no se posee información.







A su vez, el proyecto poseerá diversas instalaciones de recreación, las cuales incluyen canchas de tenis, spa, piscina y centro de deportes acuáticos. También constará de un helipuerto, que se construirá en alta mar y el acceso al mismo se realizará mediante un pequeño embarcadero.

Finalmente, la ubicación del área de estacionamiento vehicular estará conformada por distintos playones de estacionamiento distribuidos a lo largo del complejo.

El complejo no se construirá íntegramente antes de su funcionamiento, sino que se edificara paulatinamente en distintas fases hasta alcanzar el desarrollo total del mismo.

Un detalle importante a destacar es que el complejo no será destinado íntegramente a funcionar como hotel, sino que algunas de las cabañas poseen la posibilidad de ser vendidas a privados. Cabe aclarar que estas cabañas son las denominadas "4 Bedroom Villa (4BV)" y que dentro del complejo su ubicación no es próxima a la costa, es decir que no pertenecen al grupo conformado por las "Villas de Playa".

La fase 1 del plan de desarrollo del complejo consiste en 57 bloques, con un total de 77 unidades categorizadas como beach villas, cliff terrace y las unidades del hotel principal. En la figura 2 se ilustra la fase 1 del plan de desarrollo, y en las figuras 3 y 4 se expone el plano del sitio con las unidades individuales en sus correspondientes ubicaciones según proyecto. El curso de agua principal que divide el emplazamiento se utiliza para separarlo en sección norte y sección sur.

Unidad	Tipo	Bloques	Unidades	Camas
	1 Cama - Beach Villa	12	12	12
	1 Cama - Cliff Terrace - Una Unidad	8	8	8
	1 Cama - Cliff Terrace - Dos Unidades	10	20	20
	1 Cama - Cliff Terrace - Tres Unidades	5	15	15
	2 Camas - Villa	18	18	36
	4 Camas	4	4	16
	Total edificios fase 1	57	77	107


	Unidades de servicio	13
---	----------------------	----

Figura 2 Fase 1 Plan de Desarrollo

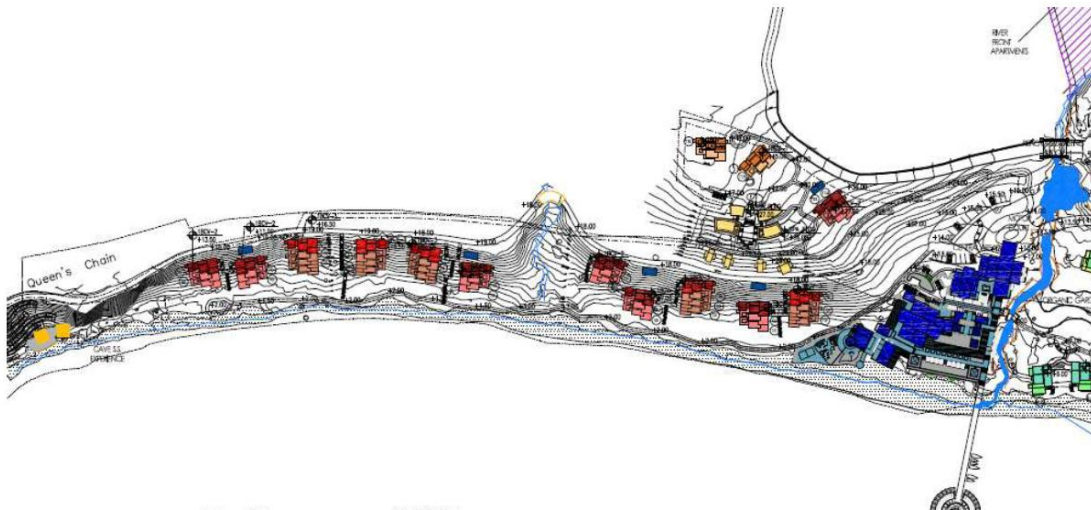


Figura 3 Plano unidades individuales - Sección Norte



Figura 4 Plano unidades individuales - Sección Sur

En los planos, mostrados en las figuras anteriores, se puede apreciar las obras de arquitectura, caminos internos y topografía del terreno en el cual se encuentra emplazado el proyecto.

También en las figuras 3 y 4 se puede observar, claramente, cuáles son las villas que forman parte del grupo “Villas de playa” y cuáles de “Villas de dos a tres niveles”.

1.2 OBJETIVOS

Los objetivos generales de este trabajo son:

- Realizar la verificación de los elementos estructurales de los edificios que componen el complejo hotelero Freedom Bay.
- Aprender a manejar procesos de cálculo y detallado de estructuras.
- Lograr una experiencia de trabajo en equipo, en la cual pueda participar activamente en distintas tareas de un mismo proyecto, en conjunto con otros profesionales.

En pos de estos objetivos generales, se plantearon los siguientes objetivos específicos:

- Analizar la información existente de los edificios a verificar.
- Estudiar la reglamentación a aplicar.
- Realizar correcciones a los modelos numéricos anteriormente generados, teniendo en cuenta algunas modificaciones que se requieren, como ser cambios en las cargas y en la geometría.
- Confeccionar los modelos numéricos (mediante el programa RAM) de los edificios aun no modelados.
- Obtener solicitaciones máximas y verificar componentes estructurales.
- Una vez verificados los modelos y componentes de las estructuras corregir y/o confeccionar las memorias de cálculo.
- Finalmente, corregir y/o confeccionar los planos estructurales.

CAPÍTULO 2: DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS

Las estructuras de la Fase 1 del Plan de Desarrollo sobre las cuales se trabajó se describen brevemente a continuación:

- 1 Bedroom Cliff Villa – 1 stack (1BC-1S)

Esta villa se construirá sobre una ladera de pendiente considerable, lo cual llevó al diseño de la misma a través de 2 plantas escalonadas.

En la planta inferior se encuentra la sala de servicio y de maquinas, esta poseerá 75 m² y será el lugar destinado a albergar depósitos de basura, las bases de los aire acondicionados y todos los elementos necesarios para el correcto funcionamiento y mantenimiento de la piscina.

La planta superior es la destinada a brindar alojamiento y comodidades a los huéspedes. Esta planta estará integrada por una piscina de 17 m², un dormitorio matrimonial de 21 m², un vestidor de 5 m², un cuarto de baño de 10 m², un living de 20 m², un estar de 23 m², un deck de 15 m² y, finalmente, un solarium de 10 m². Estos ambientes conforman una superficie cubierta total de 94 m².

La estructura de esta construcción se encuentra conformada por fundaciones mediante zapatas aisladas, cerramientos de blockes huecos de hormigón, vigas de hormigón, columnas de hormigón y techo de madera.

A continuación en la Figura 5 se muestra la planta de techo de la construcción y en las Figuras 6 y 7 se ilustran dos cortes representativos.

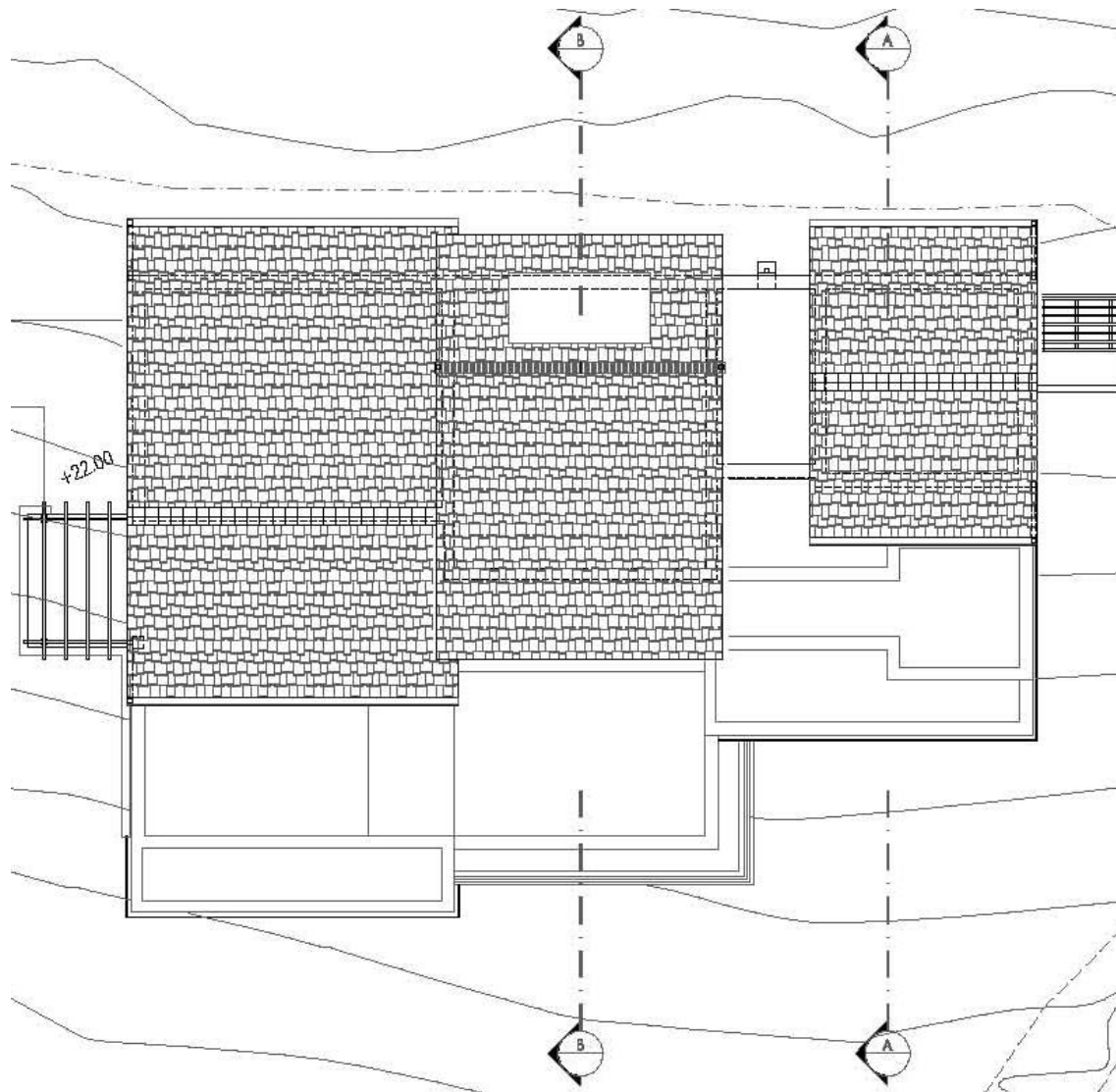


Figura 5 Planta de techo 1BC-1S

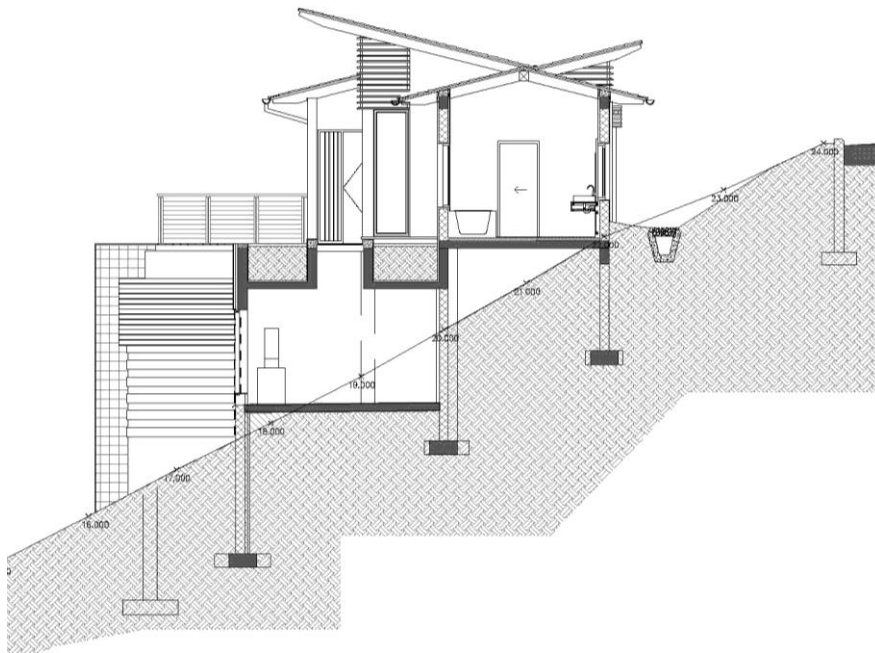


Figura 6 1BC-1S Corte A-A

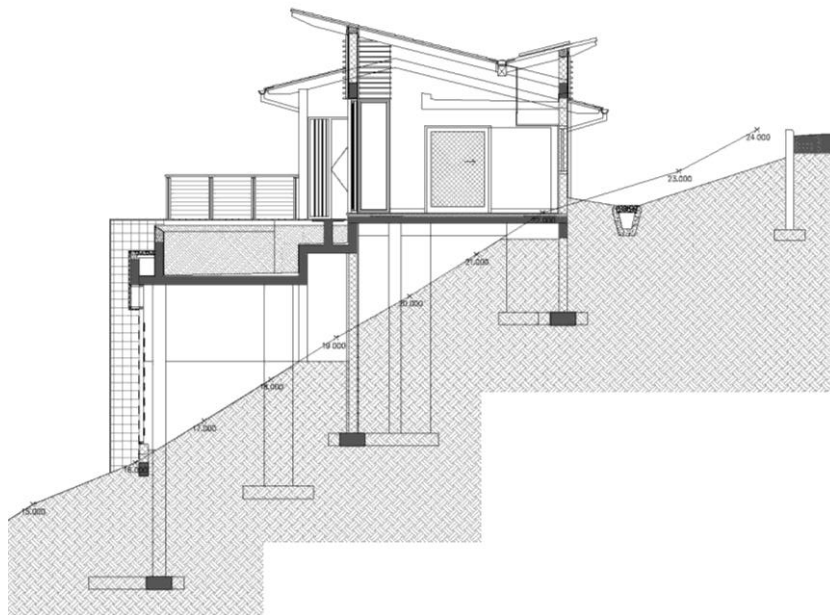


Figura 7 1BC-1S Corte B-B

Finalmente en la figura 8 se muestra una vista tridimensional del modelo numérico de la estructura generado mediante el programa Ram.

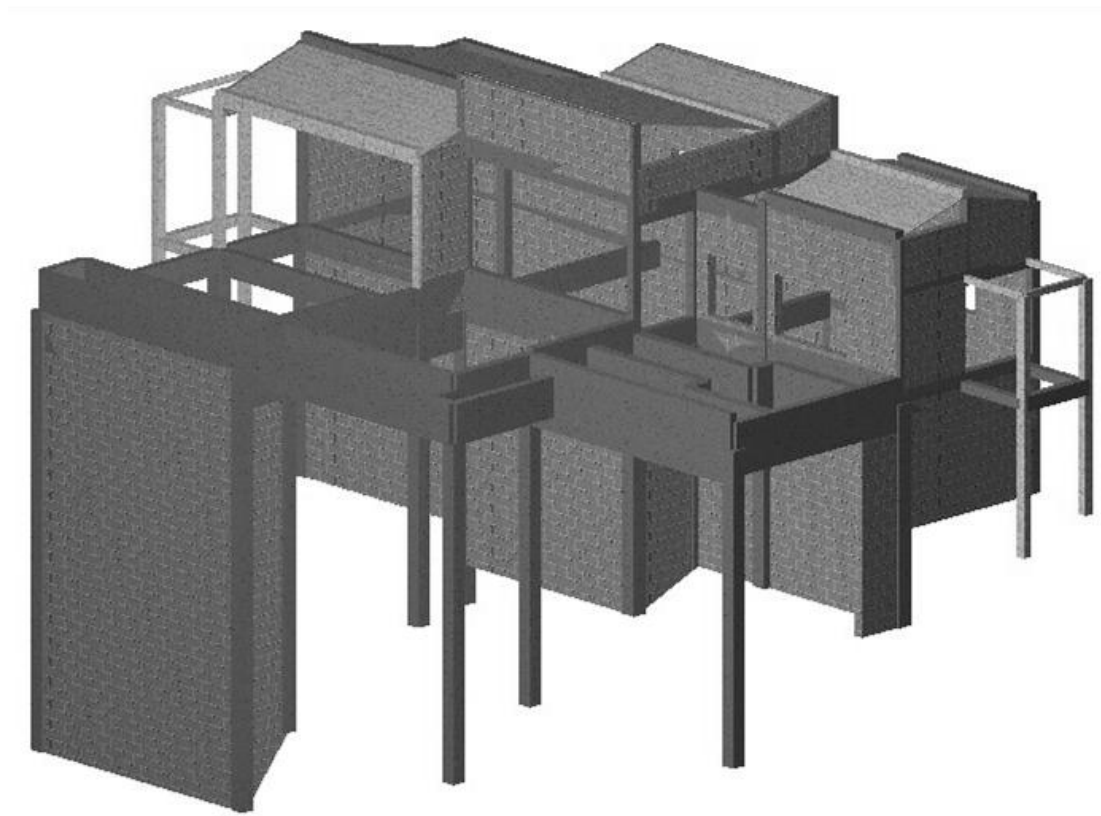


Figura 8 Vista Tridimensional del Modelo de 1BC-1S

- 1 Bedroom Villa (1BV)

Esta villa se construirá próxima a la playa, al igual que la anterior, pero sobre una ladera de mucha menor pendiente. Sin embargo se siguió optando por edificar a través de 2 plantas escalonadas.

La planta inferior, exactamente igual al caso de la villa 1BC-1S, estará destinada a ser sala de servicio y de maquinarias. En este caso la planta contará con 91 m².

La planta superior, igualmente que en el caso anterior, deberá cumplir con el objetivo de alojar y brindar comodidad a los huéspedes. En este caso, estará constituida por un dormitorio matrimonial de 21 m², un baño de 10 m², un living-estar de 22 m², un deck de 36 m², y una piscina de 21 m². En total poseerá una superficie cubierta total de 200m².

A continuación en la Figura 9 se muestra la planta de techo de la construcción y en las Figuras 10 y 11 se ilustran dos cortes representativos.

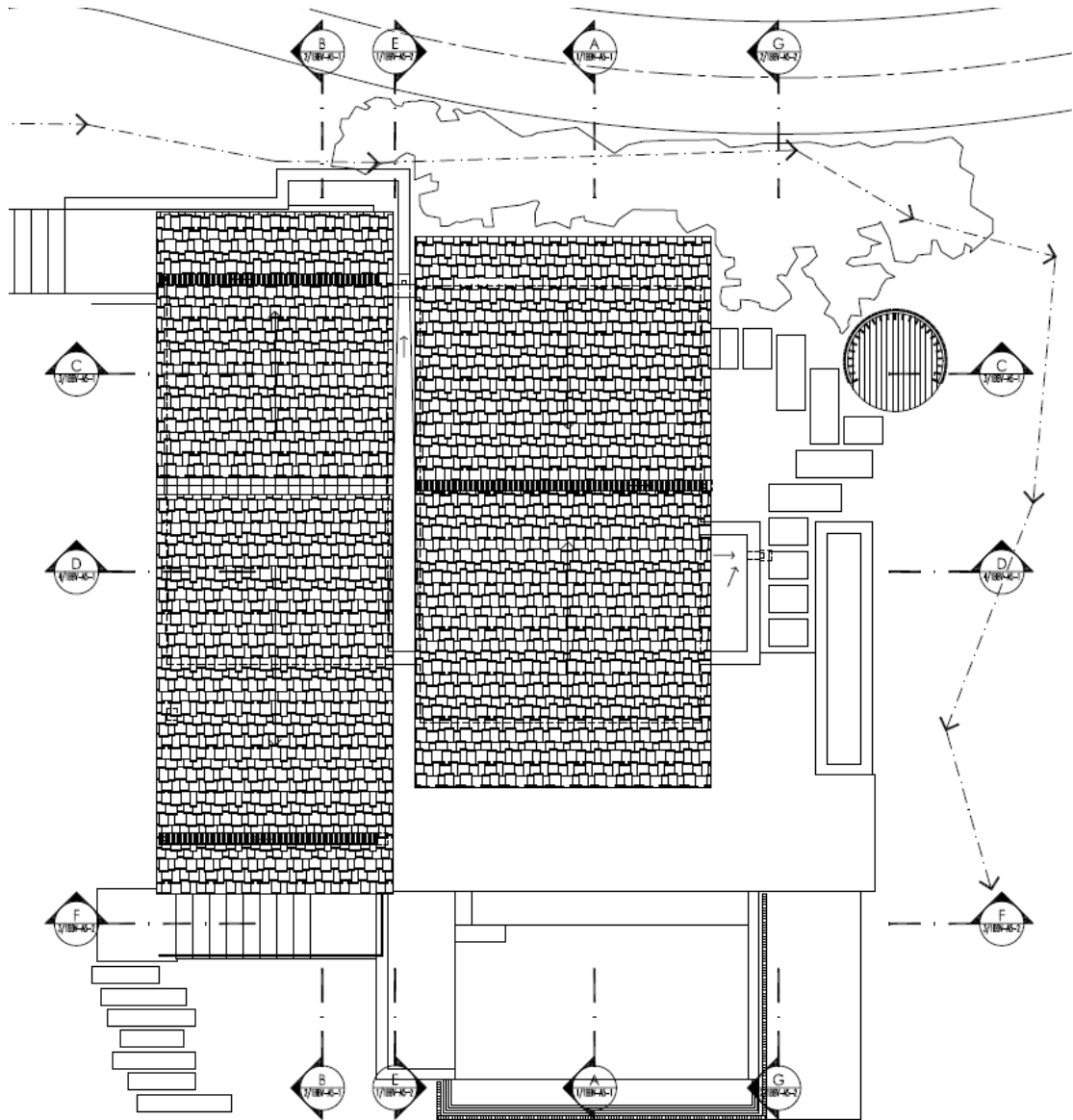


Figura 9 Planta de techo 1BV

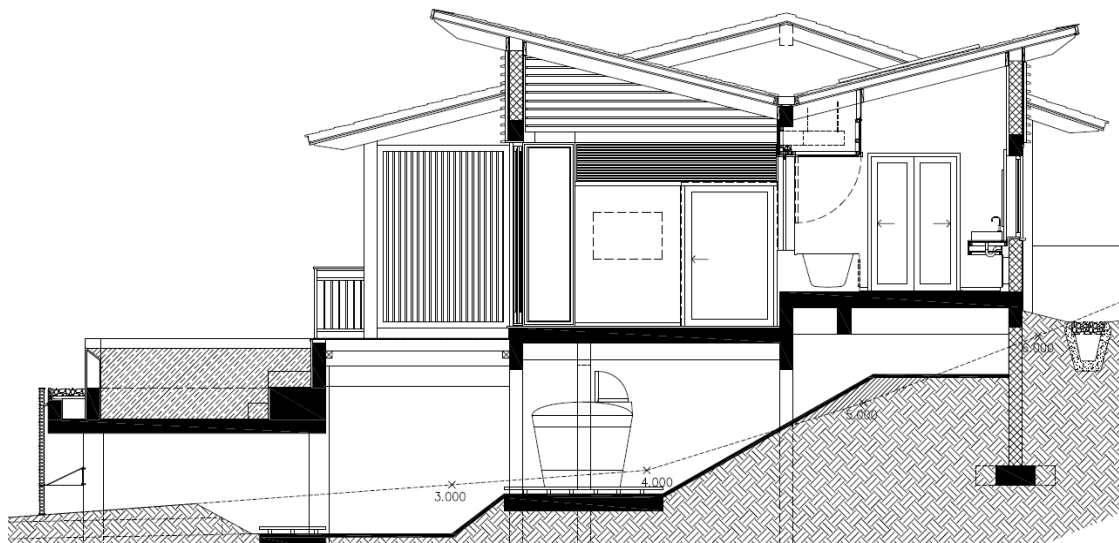


Figura 10 1BV Corte A-A

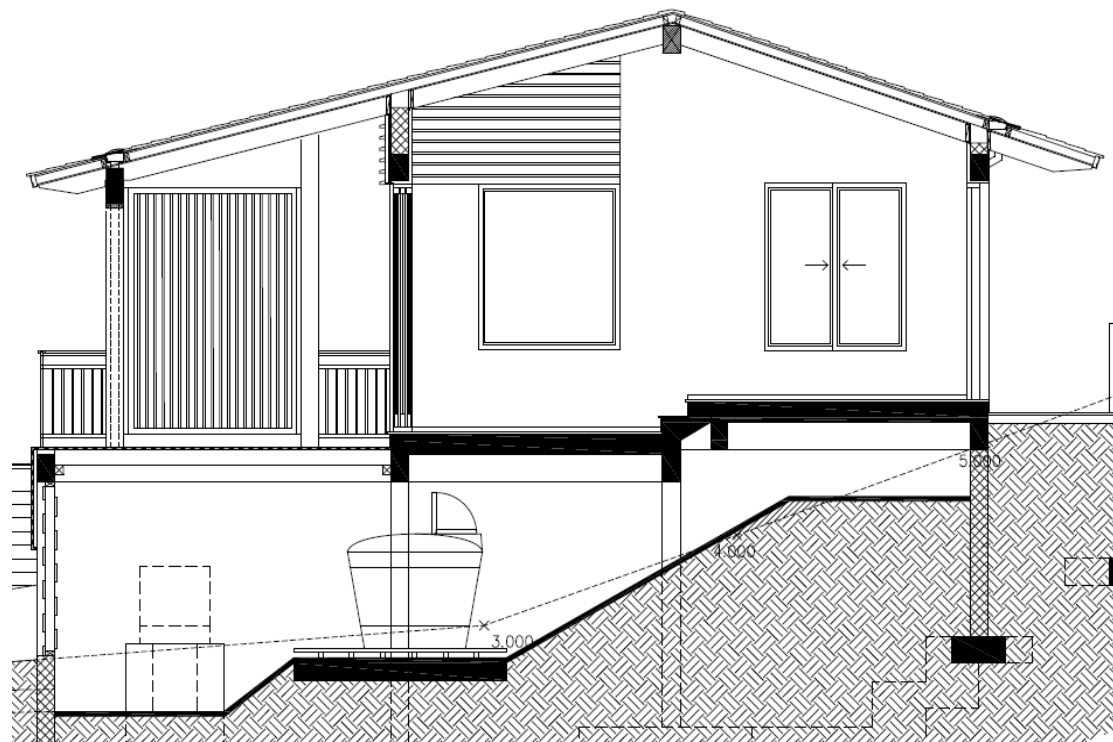


Figura 11 1BV Corte B-B

En la figura 12 se muestra una vista tridimensional del modelo numérico de la estructura generado mediante el programa Ram.

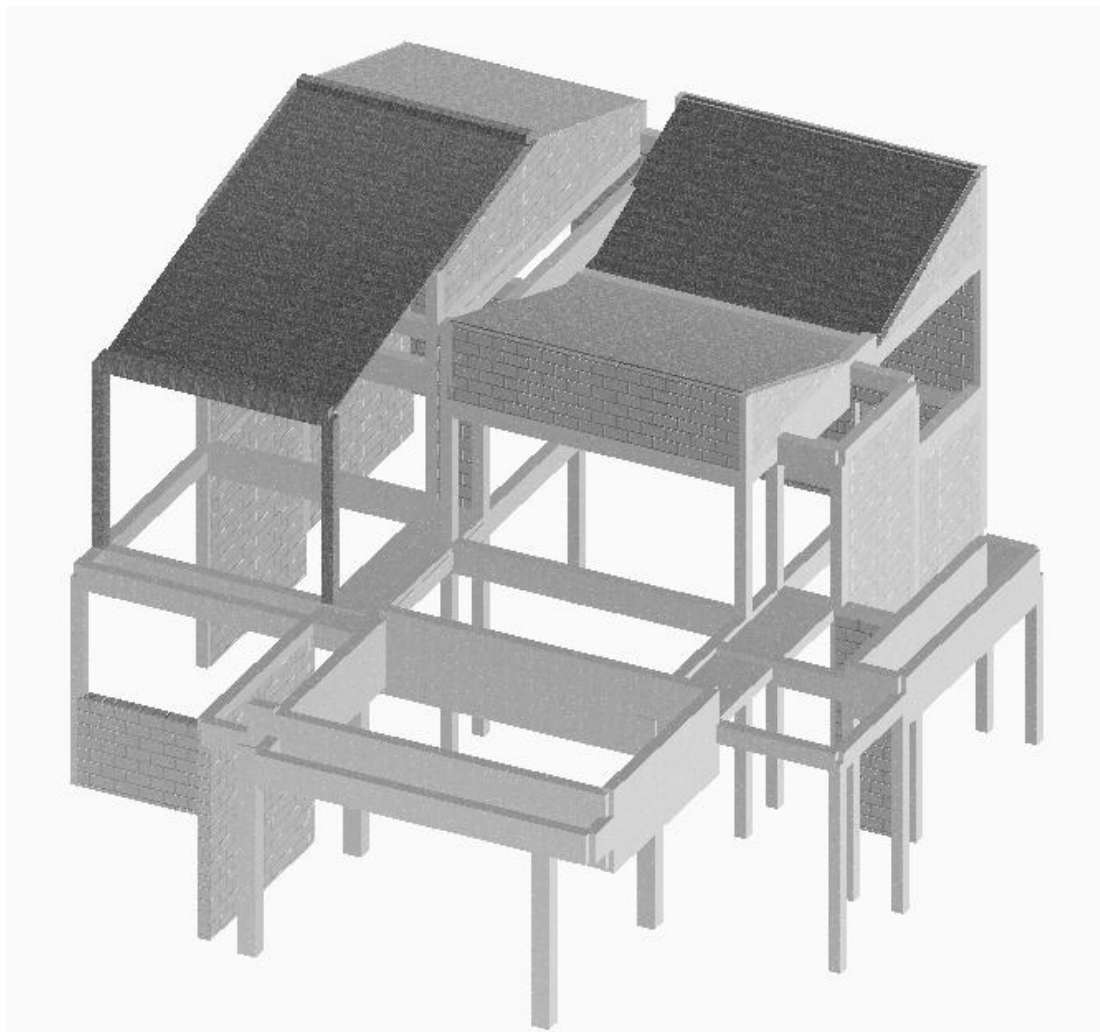


Figura 12 Vista Tridimensional del Modelo de 1BV

- 2 Bedrooms Villa Lockout (2BV-Lockout)

Nuevamente la estructura se encuentra emplazada sobre una ladera de pendiente considerable. Por lo que la solución arquitectónica que se aplica con repetitividad es la ejecución de dos plantas a distinto nivel.

La planta de inferior nivel (de 141 m²), homológamente al los casos anteriores, cumple el deber de brindar soporte técnico; con el fin de lograr un funcionamiento correcto y confortable de toda la villa para los huéspedes.

La planta superior, es en este caso, algo mayor que las anteriores. Esto se debe a que se encuentra constituida por 2 dormitorios matrimoniales de 21 m², dos baños en suit de 16 m², 2 balcones de 4 m², una cocina de 8,5 m², un living-comedor-estar de 43

m², un baño de servicio de 3 m², una galería de 11,2 m², un deck de 82 m², y dos piscinas de 12 m² y 19 m².

Teniendo en cuenta todos estos elementos la villa cuenta con una superficie cubierta total de 400 m².

A continuación en la Figura 13 se muestra la planta de techos de la construcción y en las Figuras 14 y 15 se ilustran dos cortes representativos de la villa.

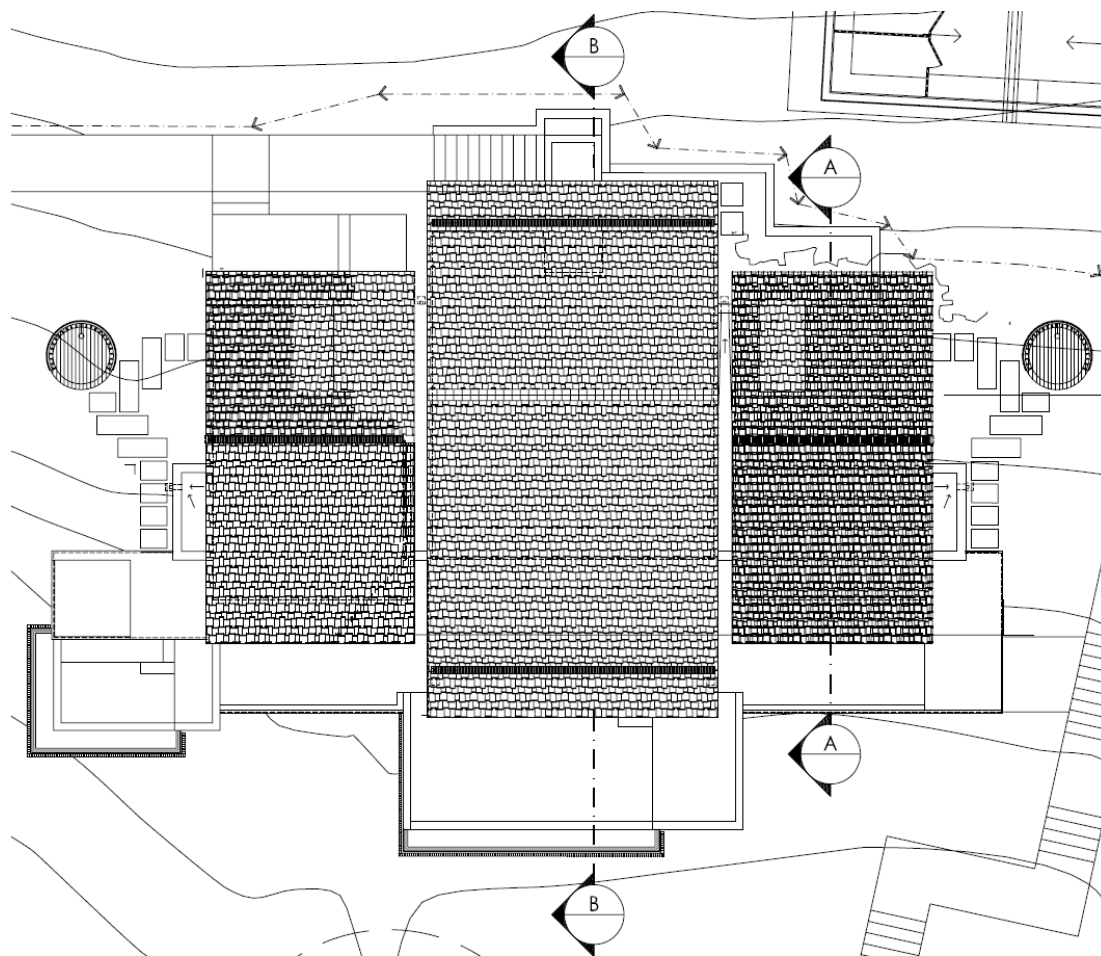


Figura 13 Planta de Techo 2BV-Lockout

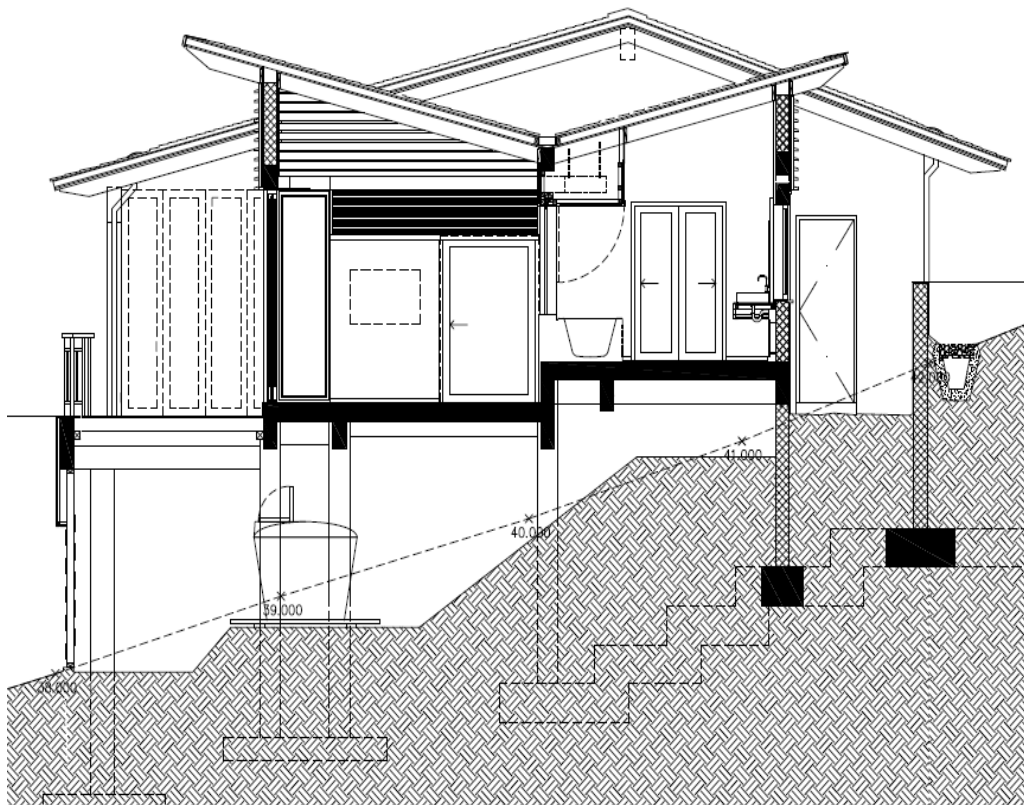


Figura 14 2BV-Lockout Corte A-A

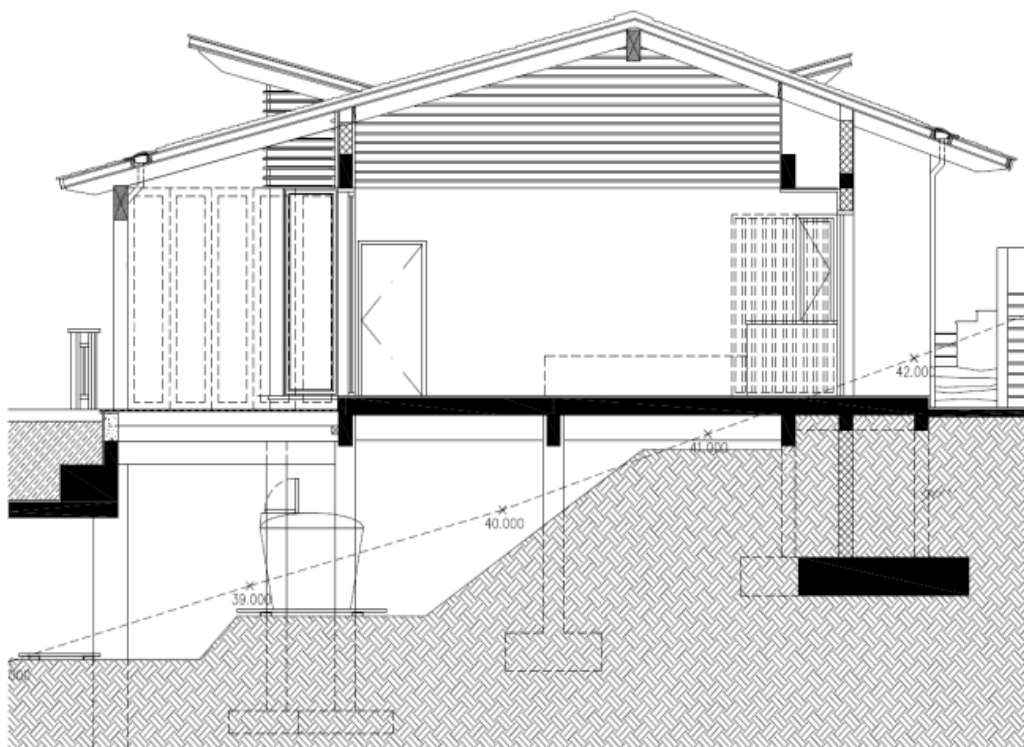


Figura 15 2BV-Lockout Corte B-B

En la figura 16 se muestra una vista tridimensional del modelo numérico de la estructura generado mediante el programa Ram.

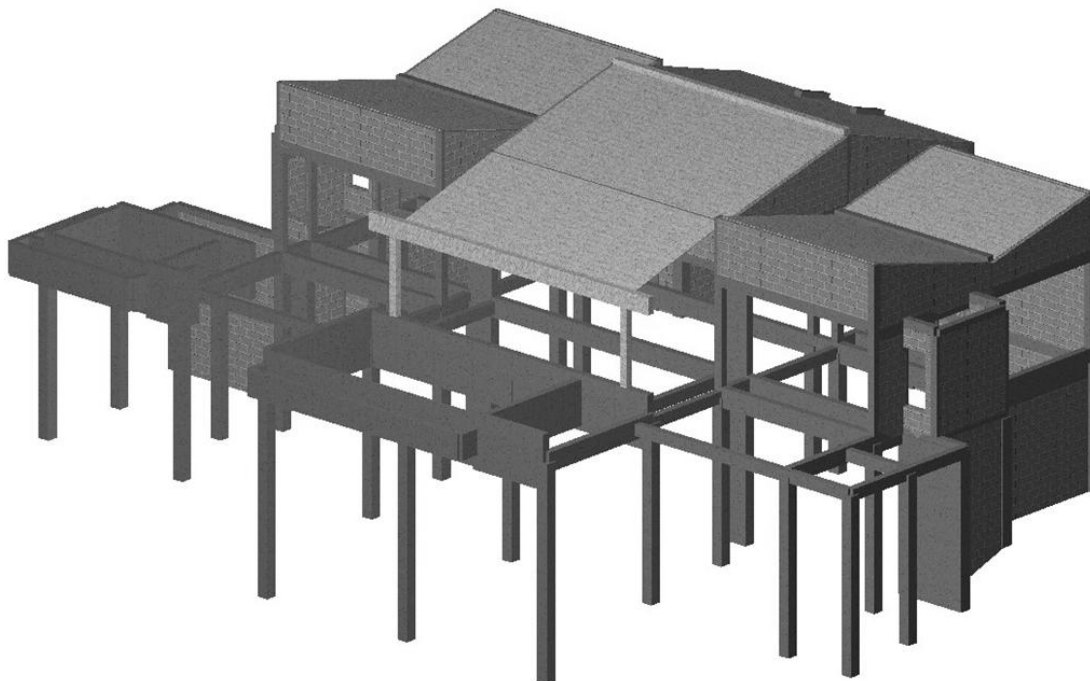


Figura 16 Vista tridimensional del Modelo 2BV-Lockout

- 2 Bedrooms Villa No Lockout (2BV-No Lockout)

Al igual que las otras villas del proyecto, esta se encontrará conformada por dos plantas escalonadas, haciendo uso de la pendiente natural del terreno.

En forma semejante a la villa 2BV-Lockout, la planta inferior posee 141 m², y cumple la misma función que en todas las demás estructuras.

Presenta grandes similitudes también con relación a la villa anterior, ya que la planta superior alberga 2 dormitorios matrimoniales de 21 m², dos baños en suit de 16 m², 2 balcones de 4 m², una cocina de 8,5 m², un living-comedor-estar de 43 m², un baño de servicio de 3 m² y una galería de 11,2 m². Lo que la diferencia es el deck, en este caso es un poco mas pequeño, alcanzando los 76 m², y una una única piscina de 29 m².

A pesar de la gran cantidad de similitudes con la villa 2BV-Lockout esta villa es un poco más reducida, presentando una superficie cubierta total de 360 m².

A nivel estructural, esta villa esta compuesta de igual manera que las anteriores.

A continuación, en la Figura 17 se muestra la planta de techos de la construcción, y en las Figuras 18 y 19 se ilustran dos cortes representativos de la villa.

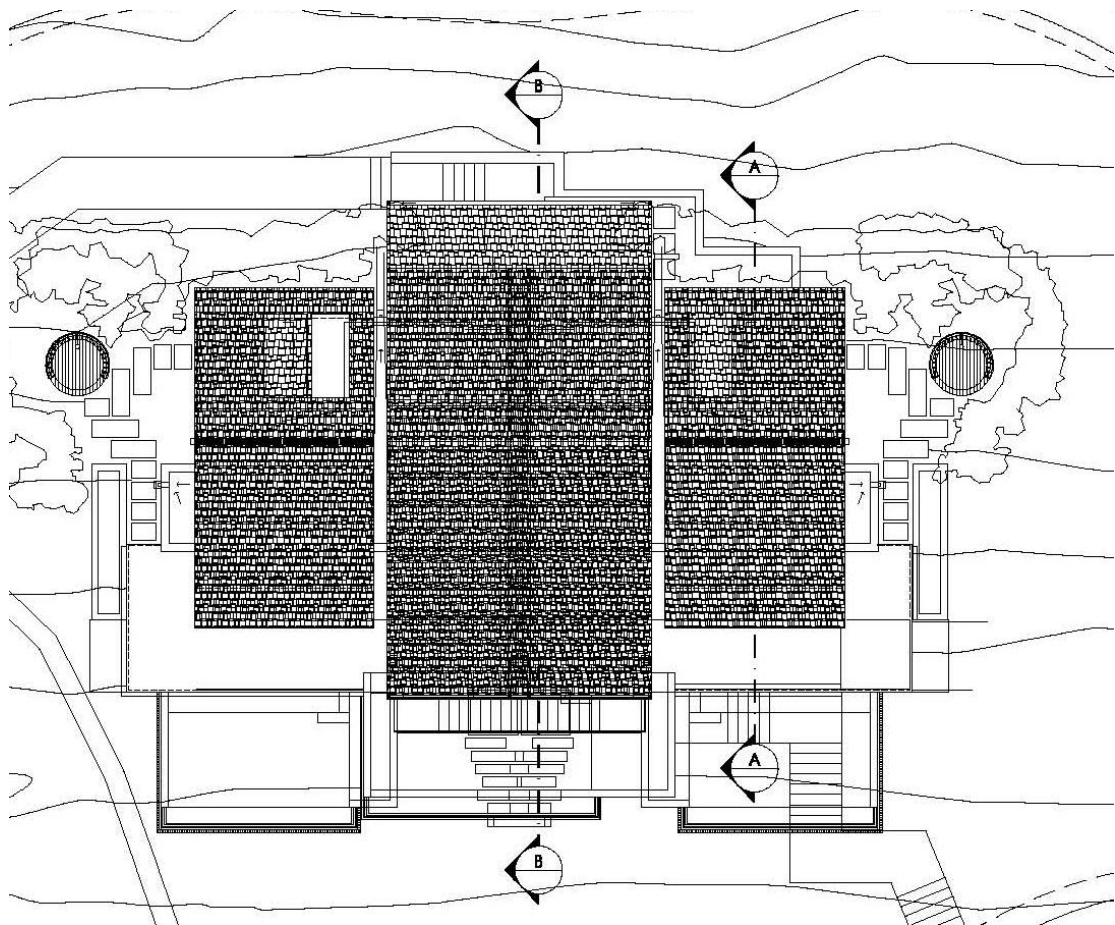


Figura 17 Planta de Techo 2BV-NoLockout

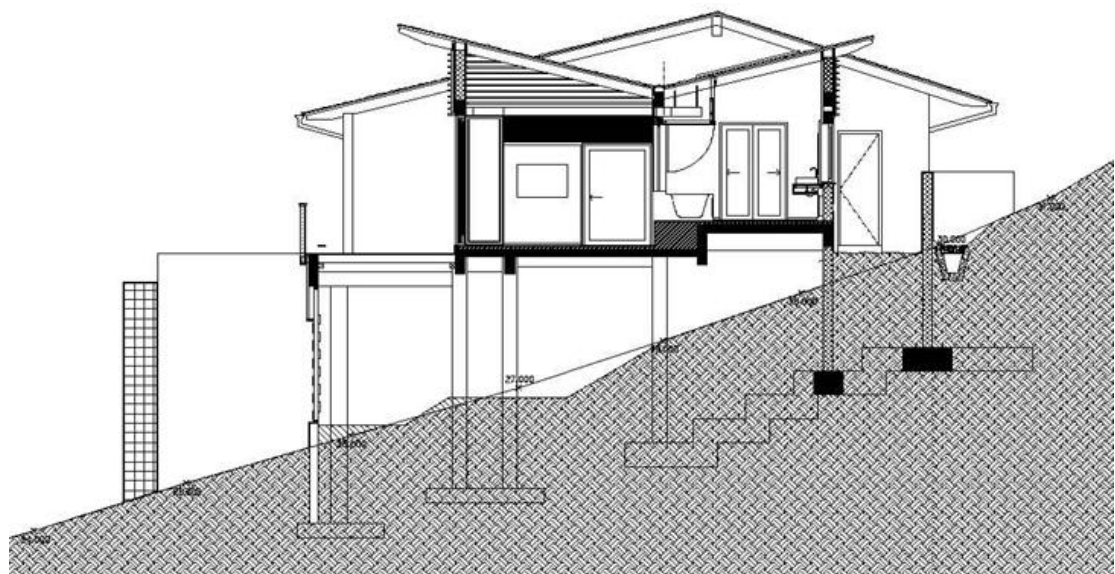


Figura 18 2BV-No Lockout Corte A-A

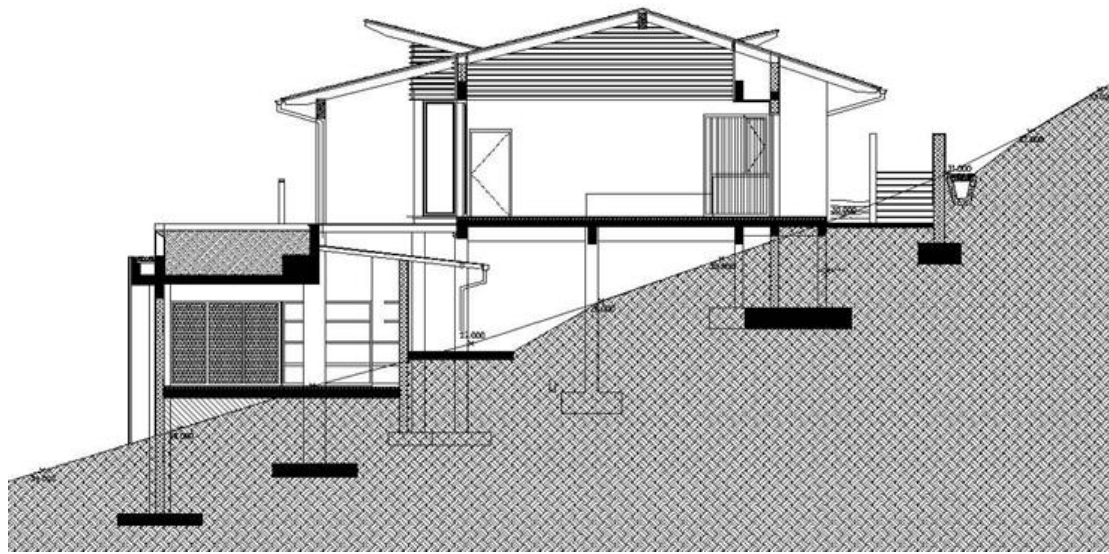


Figura 19 2BV-No Lockout Corte B-B

En la figura 20 se muestra una vista tridimensional del modelo numérico de la estructura generado mediante el programa Ram.

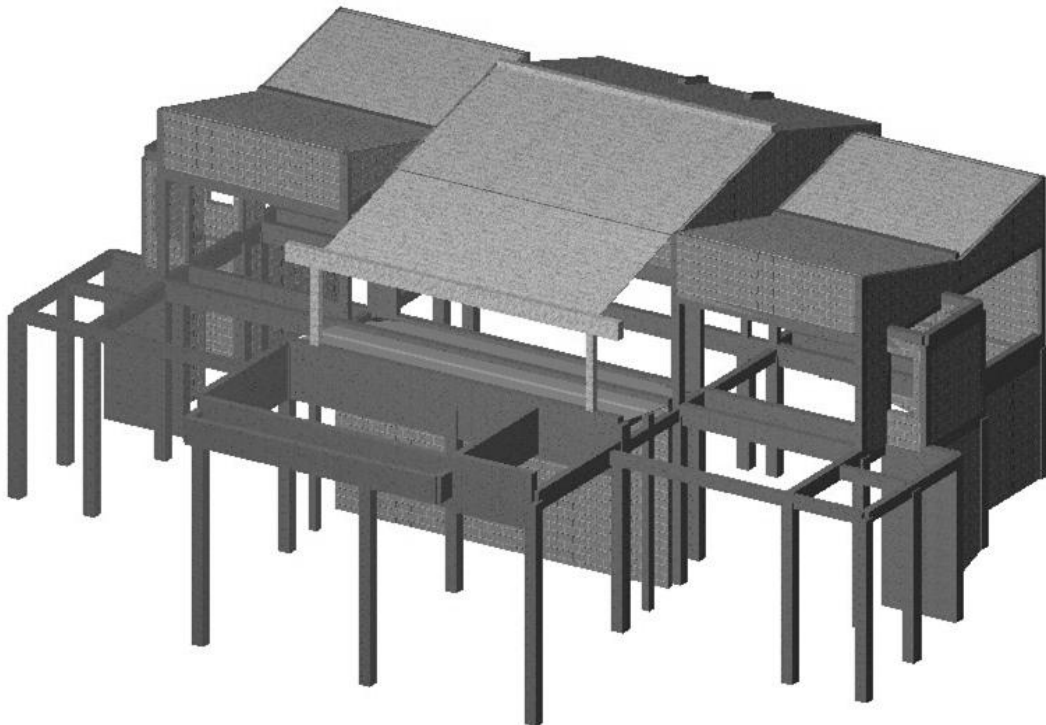


Figura 20 Vista 3D del Modelo 2BV-No Lockout

- 4 Bedrooms Villa (4BV)

Finalmente, podemos apreciar que la última villa está constituida por tres plantas, de las cuales la planta inferior se encuentra escalonada y las otras dos están alineadas verticalmente entre sí.

Como era de esperar, en la planta más baja, de unos 154 m², se encuentra el área destinada a la colocación de las maquinarias e instrumentos de servicio. Mientras que las otras dos plantas están destinadas a albergar a los futuros huéspedes.

La planta inmediatamente superior a la de servicio cuenta con unos 250 m². Estos se encuentran constituidos por una cocina de 16 m², dos comedores (uno de 11 m² y el otro de 23 m²), dos estar (de 17 y 20 m²), un baño de servicio de 3 m², un dormitorio matrimonial de 22 m² con un baño en suit de 17 m², un deck de 88 m² y una piscina de unos 33 m².

Por último, la planta de mayor altura posee tres dormitorios (dos de 21 m², y uno de 31 m²), tres baños en suit, de 17 y 24 m² respectivamente, dos balcones de 7,5 y 12 m² y tres galerías, dos de 23 m² y una de 22 m².

Con una superficie cubierta total de 680 m², esta es la mayor de todas las construcciones.

A continuación, en la Figura 21 se muestra la planta de techos de la construcción, y en las Figuras 22, 23 y 24 se ilustran los cortes representativos de la villa.

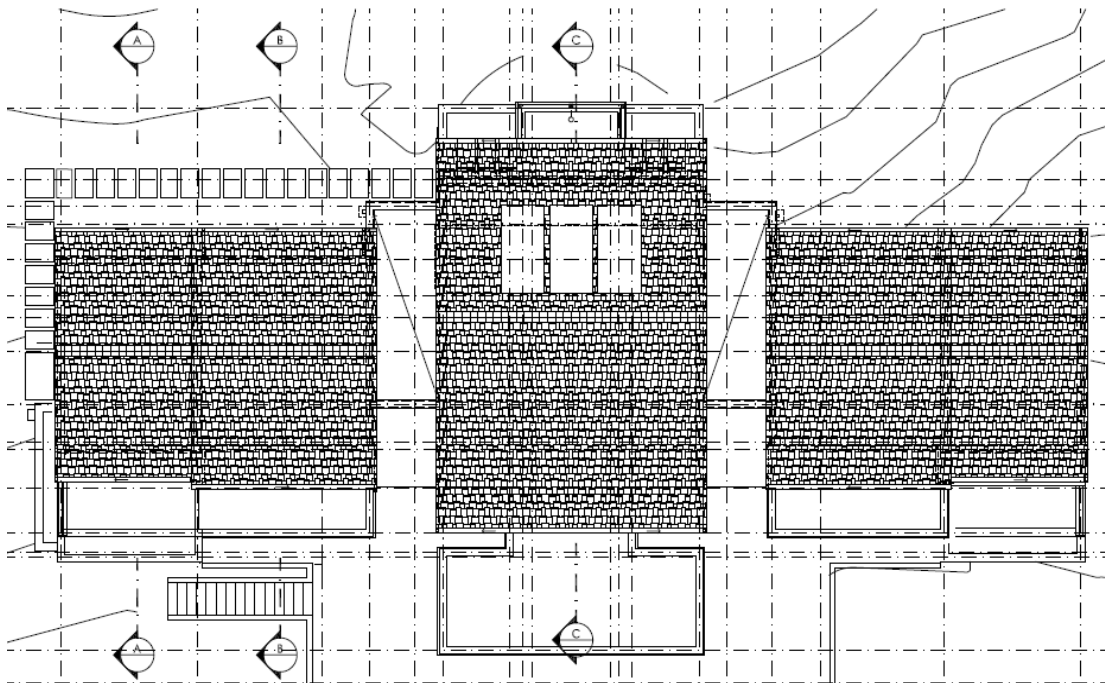


Figura 21 Planta de Techo 4BV

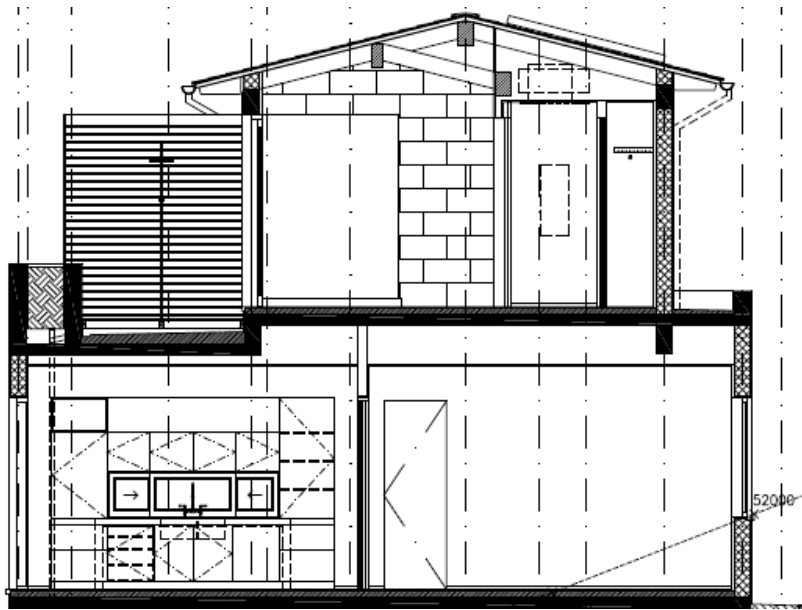


Figura 22 4BV Corte A-A

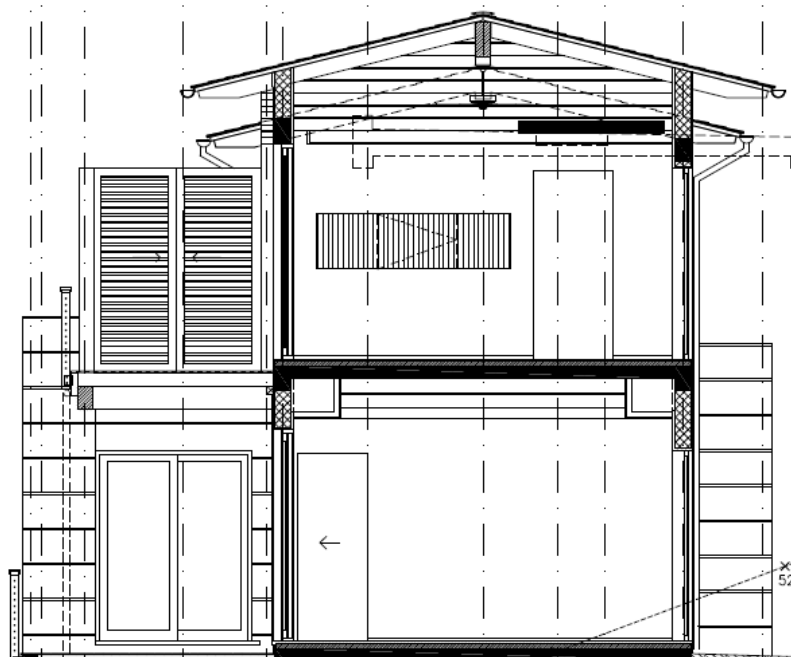


Figura 23 4BV Corte B-B

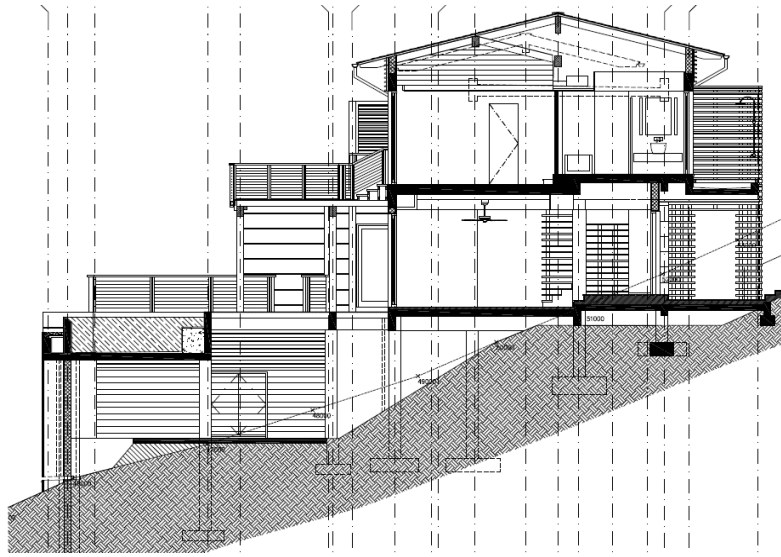


Figura 24 4BV Corte C-C

En la figura 25 se muestra una vista tridimensional del modelo numérico de la estructura generado mediante el programa Ram.

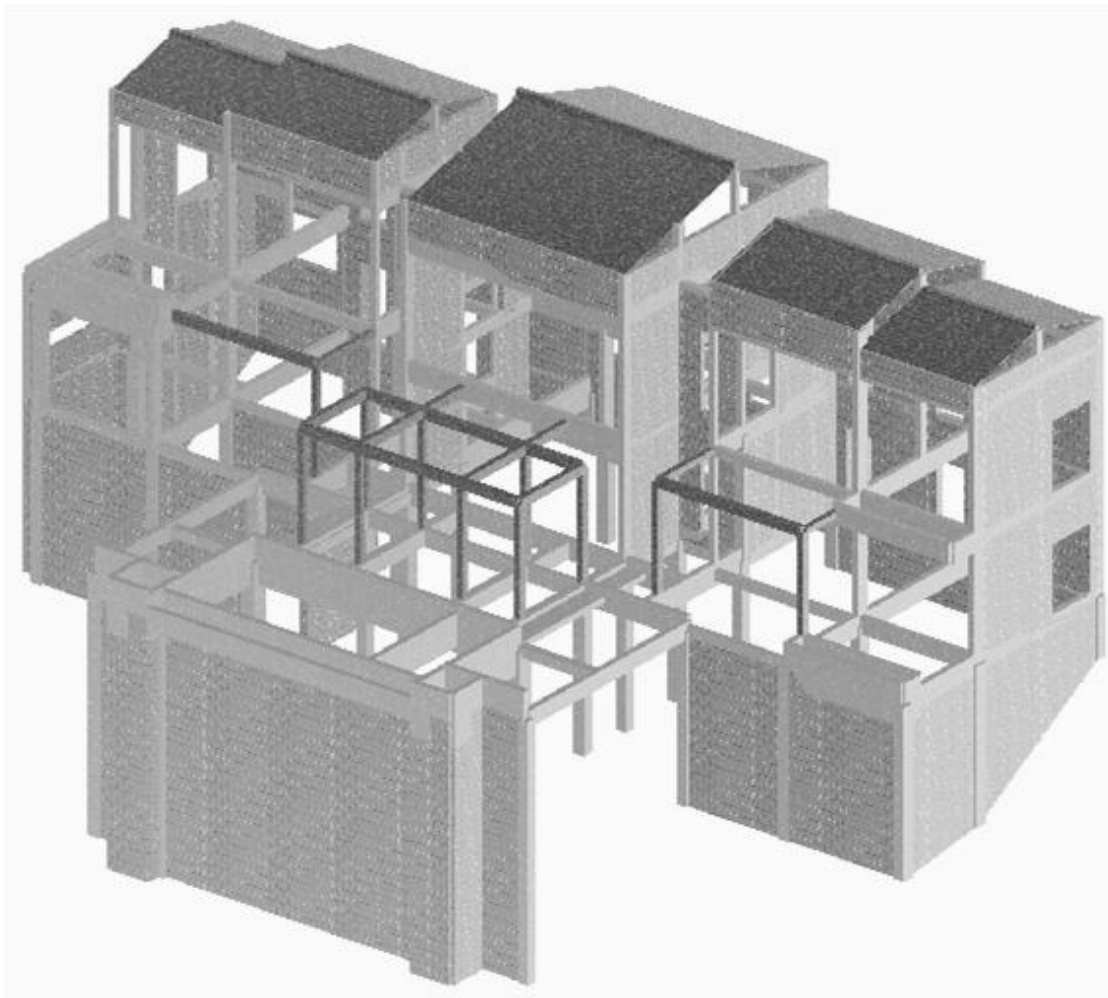


Figura 25 Vista 3D del Modelo 4BV

Es importante aclarar, como una característica significativa del proyecto, que en todas las villas la estructura resistente presenta una tipología similar y está conformada tal cual fue descrita en la villa 1BC-1S.

Una consecuencia de esta similitud en las estructuras de las diferentes villas, es el planteo de un proyecto de estructura para las villas que se modifica o adapta en pequeños aspectos para satisfacer los requerimientos arquitectónicos de cada villa. Por lo tanto, en este trabajo se realizará el análisis y estudio de la estructura correspondiente a la villa 2BV-Lockout. Este análisis es aplicable al resto de las villas en forma directa.

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA DE TRABAJO

En este capítulo se desarrolla y explica la metodología aplicada en la realización de este trabajo. Esta metodología en primer lugar propone el estudio de la reglamentación a aplicar y la documentación antecedente con la que se cuenta, seguidamente se desarrollan los modelos numéricos pertinentes de los distintos componentes estructurales. Una vez desarrollado el modelo numérico, con las solicitaciones máximas se procede al dimensionado o verificación de cada componente, en este dimensionado se deben respetar todas las normativas de aplicación. Por último, los resultados obtenidos se deben plasmar en una memoria de cálculo y en planos de estructura. A continuación se detallan los distintos apartados seguidos en la metodología aplicada en el trabajo.

3.1 REGLAMENTACIÓN A APLICAR Y ANTECEDENTES

Se realizó un estudio de la reglamentación a aplicar en el desarrollo del proyecto estructural de las villas, de este estudio se concluyó que los reglamentos a utilizar son:

- ACI-318.
- IBC-2012.
- ASCE-2007.
- Para el caso del sismo se considero en un principio el ACI-318 y posteriormente las recomendaciones del ingeniero local a cargo del proyecto.
- Puntual mente para la determinación de las cargas provenientes del efecto se empleo el reglamento ASCE-2007.

Una vez definida la normativa a aplicar se realizó el análisis y estudio de la documentación antecedente del proyecto.

El contratista "RAD Architecture" brindó tres archivos ".dwg" por cada tipología de villa encomendada a calcular. Dentro de dichos archivos se podía encontrar la planta de fundaciones de la estructura (a nivel de anteproyecto), las plantas de losas, la planta de techo, las cuatro vistas laterales de la villa y siete cortes ubicados estratégicamente. Todos estos planos hicieron referencia, simplemente, a la geometría y arquitectura de la estructura.

El ingeniero encargado de firmar los planos en la isla Santa Lucia también facilitó una serie de documentos, sumamente útiles. Entre estos se deben destacar el estudio de suelo, el cual se puede consultar en el Apéndice I, y una imagen de recurrencia sísmica, que se puede visualizar en el Apéndice II. Este último documento no fue empleado en los cálculos de estructurales, ya que el ingeniero encargado de firmar los planos en la isla determino que se debía emplear, para el análisis sísmico, el método estático equivalente con una pseudoaceleración horizontal de 0,2 y vertical nula.

3.2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La modelación numérica de la estructura se realizó por medio del programa comercial RAM, este programa es un programa de elementos finitos que permite la representación del sistema estructural en forma apropiada. La modelación se realizó utilizando elementos tipo viga para vigas y columnas, y elementos tipo placa para los cerramientos laterales.

Primero se determino la geometría, del modelo numérico, simplemente materializando la posición de los ejes de las vigas y las columnas. Este primer paso se lo puede apreciar en la figura 26.

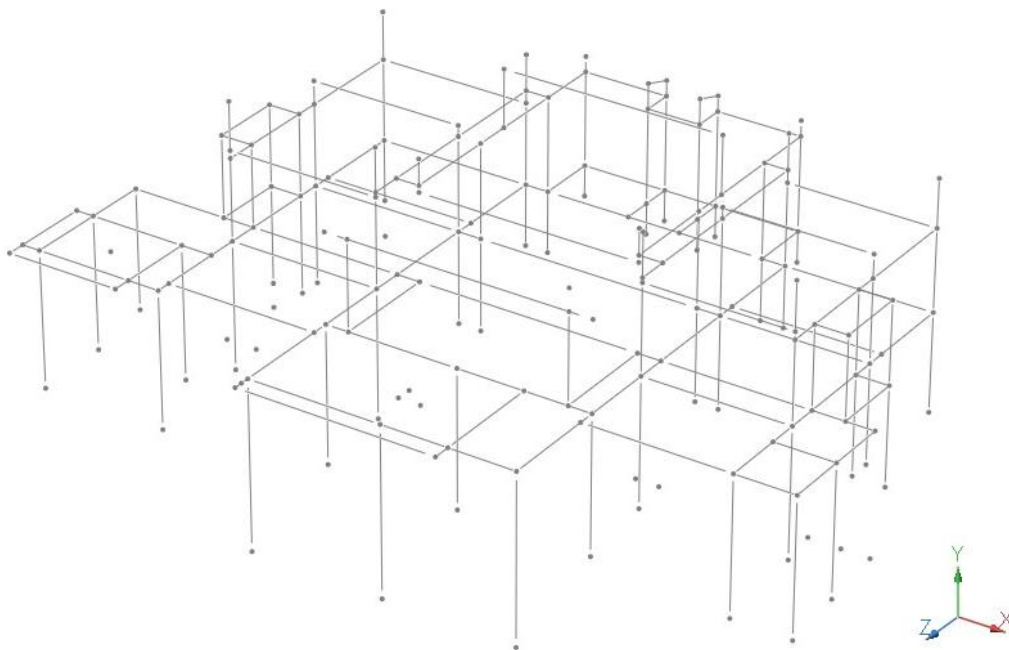


Figura 26 Geometría básica del modelo numérico

Al modelar la estructura sólo por medio de los ejes de las vigas y las columnas se cometieron errores geométricos, que luego se debieron considerar al momento de determinar las solicitaciones últimas de diseño.

Estos errores se dieron fundamentalmente en el caso de dos vigas que apoyan sobre una columna de manera no centrada. Esto se puede percibir en la figuras 27 y 28.

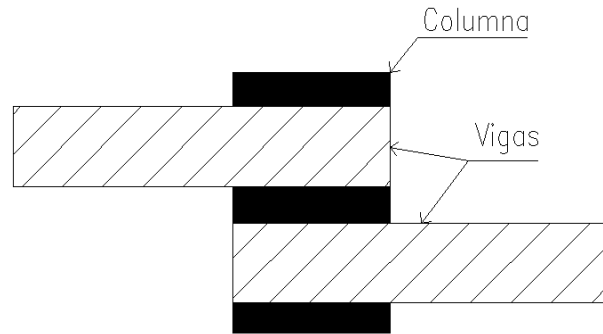


Figura 27 Vigas apoyas de manera no centrada sobre columna

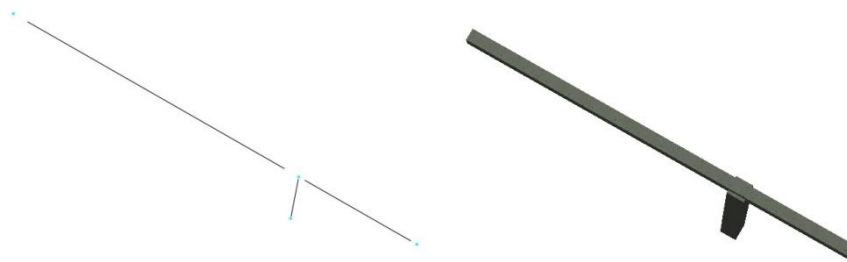


Figura 28 Modelado del caso de la figura 27

Como se puede observar en las figuras anteriores, el modelado de estos tres elementos, mediante sus ejes, no permite considerar el momento que estas vigas aplican sobre la columna. Por lo que dicho momento se debió determinar de manera manual fuera del modelo numérico mediante la siguiente expresión:

$$M = e \times p$$

donde M es el momento que cada viga aplica sobre la columna; e es la excentricidad entre el apoyo de la viga y el eje de la columna; y p es la acción última de la viga sobre la columna.

Determinada la geometría del modelo numérico, se dio lugar a la colocación de los cerramientos laterales. Estos elementos fueron modelados como placas apoyadas en las columnas y vigas.

La modelación de estos elementos no fue tan sencilla como se esperaba debió a que se tuvieron que generar 2 modelos diferentes para lograr resultados aceptables.

La generación de los dos modelos numéricos fue necesaria ya que al modelar los cerramientos laterales con elementos placa, las vigas que se encontraban inmediatamente por debajo de ellos eran sustentadas fuertemente por ellos, lo cual brindaba sollicitaciones subestimadas en las vigas. Por lo tanto se genero un modelo, en el cual se representaban sólo los muros que tenían continuidad desde la fundación.

Este modelo fue empleado para la obtención de esfuerzos en vigas, columnas y dichos cerramientos. Cabe aclarar que las acciones aplicadas sobre los muros no existentes se distribuyeron, proporcionalmente al área de influencia, entre las vigas y columnas circundantes.

El otro modelo numérico fue generado con la totalidad de los muros, y se lo empleo para el diseño y verificación únicamente de los cerramientos.

En la figura 29 y 30 se pueden apreciar los dos modelos con los que se llevo a cabo el trabajo.

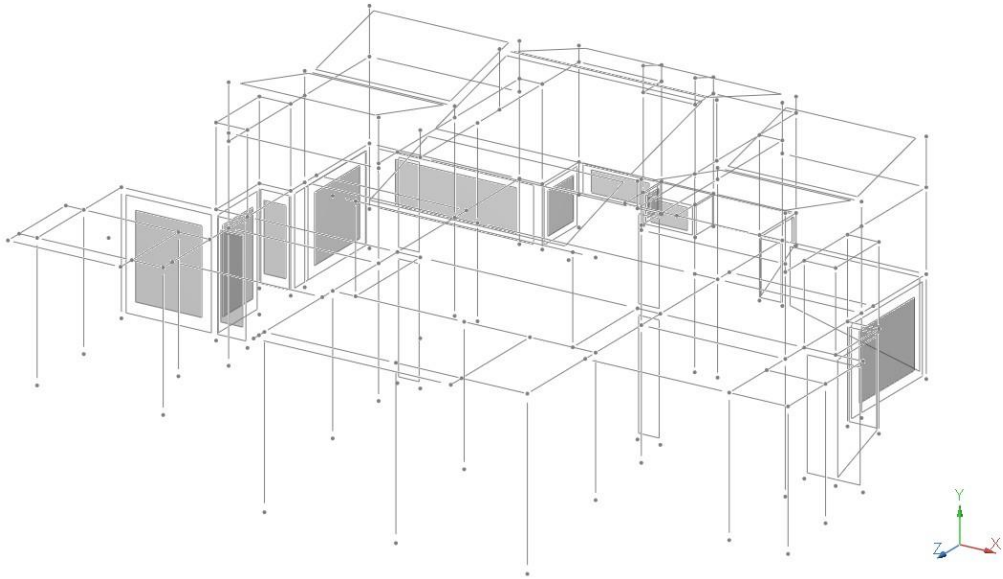


Figura 29 Modelo numérico con muros que poseen continuidad vertical

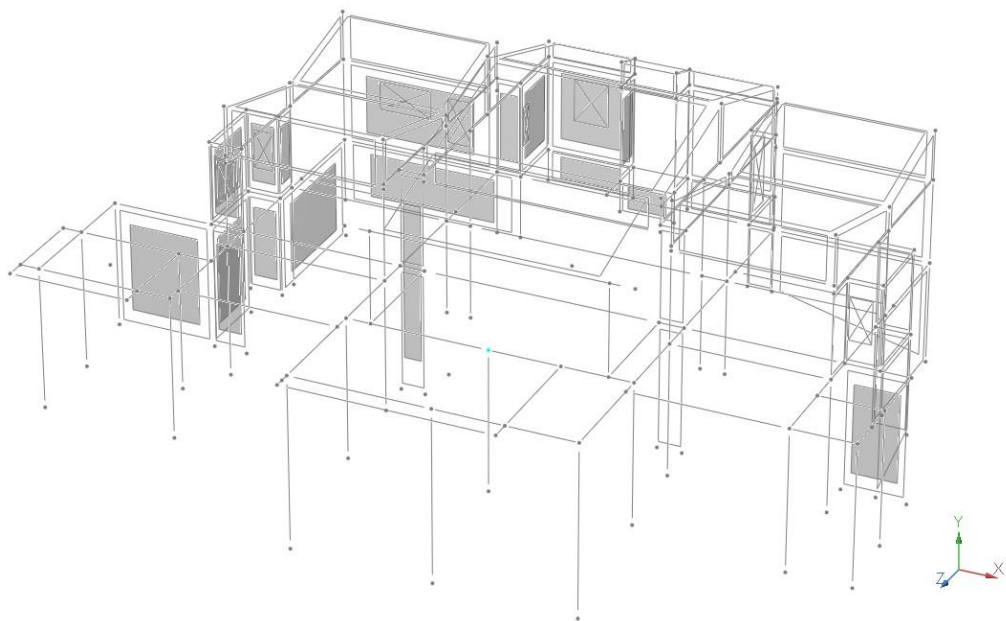


Figura 30 Modelo numérico con todos los muros

Luego de poseer la geometría completa se procedió a indicar al programa que material y sección le debía asignar a cada uno de los elementos.

En la figura 31 se puede apreciar una imagen que muestra la sección y el material que fueron asignados a algunos de los elementos del modelo numérico.

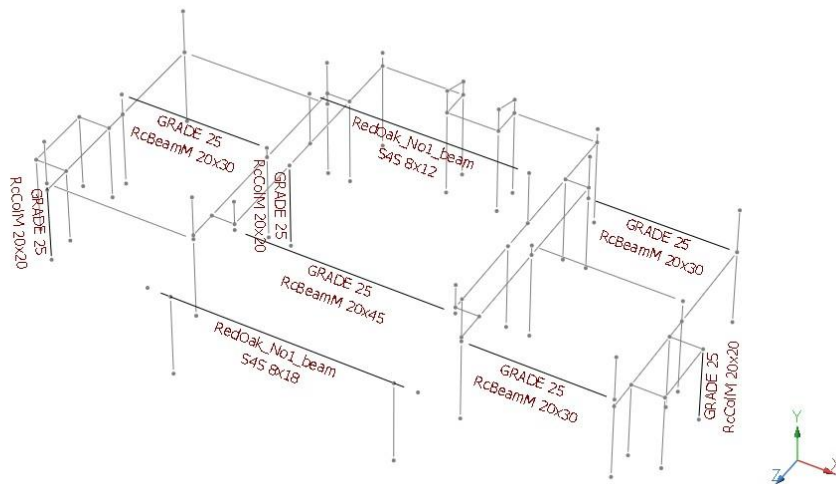


Figura 31 Material y sección de los elementos del modelo numérico

Finalmente se procedió a determinar las condiciones de vínculo bajo las cuales trabaja cada elemento y las condiciones de vínculo correspondientes con el tipo de fundación que poseían las villas.

En la figura 32 se pueden visualizar las condiciones de vínculo de los elementos pertenecientes a la fundación y primer planta de una de las villas.

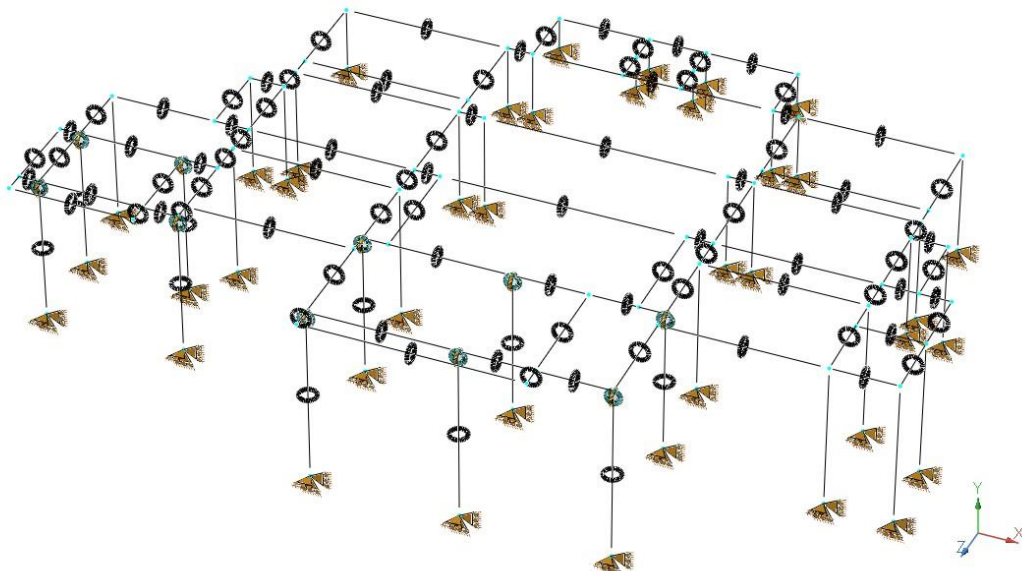


Figura 32 Condiciones de vínculo de algunos elementos del modelo numérico

Como se puede apreciar en la figura anterior todas las vigas poseen restricción a la torsión. Esto se debió a que por alguna razón el software comercial RAM indicaba que las vigas del modelo no verificaban por torsión, cuestión que no era cierta ya que al analizar las salidas brindadas por el programa la torsión no era una solicitación condicionante.

También se puede visualizar que algunas vigas encontraban sus extremos articulados, ello se debe a que en esas vigas se buscaba obtener la mayor solicitación posible. Es decir que se diseñó dichas vigas suponiendo que el extremo viga columna se fisuraba. Las vigas que fueron modeladas de esta manera no se eligieron aleatoriamente, sino que se trató de aquellas que poseían gran carga y cuya falla era de importante consideración (en el caso expuesto en la figura 32 se trata de las vigas que soportan el peso de las piscinas).

Por último, en la imagen, se puede visualizar que se consideró a las columnas no empotradas en las fundaciones, pero sí restringidas en sus movimientos en x, z e y. Bajo esta manera es que se modelaron de forma indirecta a las fundaciones en la estructura.

Dado que las fundaciones no fueron introducidas en el modelo numérico su cálculo se realizó en forma manual en base a los resultados obtenidos de la modelación numérica.

Seguidamente se crearon los distintos estados de carga, a los que fue sometida la estructura y se colocaron las acciones solicitantes de cada uno de ellos. Es importante aclarar que el peso propio de la estructura fue considerado automáticamente por el software comercial RAM.

La figura 33 expone la consideración del peso propio de la estructura por parte del software comercial.

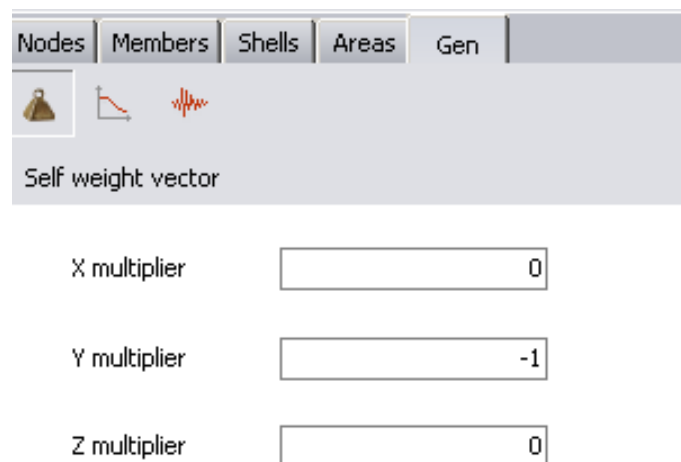


Figura 33 Peso propio de la estructura

Finalmente, se crearon las combinaciones de carga indicadas en los reglamentos a aplicar, las cuales se explicitarán en la sección 3.4 "Hipótesis de cargas".

Una vez finalizado el proceso de construcción del modelo numérico, se realizó mediante RAM un análisis lineal-estático del modelo numérico.

Se optó por que el análisis sea lineal porque para este tipo de estructuras no es necesario hacer un análisis $P - \Delta$ y tampoco es preciso considerar un análisis no lineal de los materiales constituyentes de la misma. A su vez se decidió que el análisis también fuese estático debido a que la estructura es muy rígida, por lo que emplear una aproximación estática equivalente de su comportamiento es representativo.

3.3 MATERIALES Y SECCIONES

Los materiales considerados para la realización del modelo de la villa y verificación-diseño de las secciones fueron:

3.3.1 HORMIGON ARMADO

Las secciones de la villa, conformadas por hormigón armado, fueron consideradas que poseerán hormigón H25 y refuerzos de acero con tensión de fluencia f_y 4200 kg/cm².

A continuación se ilustra en la tabla 1 los parámetros y propiedades bajo los cuales se insertó este material en el software de modelación.

HORMIGON ARMADO		
Nombre del material en el modelo	GRADE 25	
Tipo de Material	Hormigón armado	
Región del Material	US	
Coefficiente de Poisson	0,2	
Densidad del Material	0,0024	Kg/cm ³
Coefficiente de expansión térmica	0,00001	/°C
Modulo de Elasticidad del Hormigón	2,63E+05	kg/cm ²
Tensión del fluencia del acero	4200	Kg/cm ²
Tensión ultima del Hormigón	254,93	Kg/cm ²
Modulo de Elasticidad del Acero	2,04E+06	Kg/cm ²

Tabla 1 Propiedades del hormigón armado en software RAM

3.3.2 MADERA ESTRUCTURAL

Esta villa, al igual que todas las otras, constó de elementos estructurales de madera. Estos elementos integraron vigas y columnas, las cuales no cumplían una función de gran importancia en la estructura, sino que su función era arquitectónica. Fueron empleadas para soportar el peso correspondiente a las galerías y la cubierta de los balcones.

En la tabla 2 se puede apreciar las propiedades mecánicas introducidas en RAM para el material analizado para el caso de vigas.

MADERA ESTRUCTURAL -Vigas		
Nombre del material en el modelo	ReadOak_No1_beam	
Tipo de Material	Madera	
Coefficiente de Poisson	0,3	
Densidad del Material	0,0007	Kg/cm3
Coefficiente de expansión térmica	1,76E-07	/°C
Modulo de Elasticidad	84.425	Kg/cm2
Resistencia a Flexión (Fb)	80,90	Kg/cm2
Resistencia al Corte (Fv)	10,90	Kg/cm2
Resistencia a la Tracción (Ft)	38,64	Kg/cm2
Resistencia a la Compresión (Fc)	49,24	kg/cm2

Tabla 2 Propiedades de las Vigas de Madera

Análogamente, en la tabla 3 se pueden observar las propiedades mecánicas, del material en cuestión, bajo las cuales se modelaron las columnas de madera.

MADERA ESTRUCTURAL - Columnas		
Nombre del material en el modelo	ReadOak_No1_col	
Tipo de Material	Madera	
Coefficiente de Poisson	0,3	
Densidad del Material	0,0007	Kg/cm3
Coefficiente de expansión térmica	1,76E-07	/°C
Modulo de Elasticidad	84.425	Kg/cm2
Resistencia a Flexión (Fb)	70,35	Kg/cm2
Resistencia al Corte (Fv)	10,90	Kg/cm2
Resistencia a la Tracción (Ft)	47,49	Kg/cm2
Resistencia a la Compresión (Fc)	54,52	kg/cm2

Tabla 3 Propiedades de las Columnas de Madera

3.3.3 CERRAMIENTOS DE BLOQUES DE HORMIGON

Los cerramientos laterales de la edificación se realizarán, tal como se comentó con anterioridad, con bloques huecos de hormigón.

Las propiedades mecánicas utilizadas en la modelación de los cerramientos se pueden observar en la tabla 4.

CERRAMIENTO LATERALERS - CMU		
Nombre del material en el modelo	CMU 1.5-60	
Tipo de Material	Bloque de Hormigón	
Coefficiente de Poisson	0,2	
Densidad del Material	0,0022	Kg/cm ³
Coefficiente de expansión térmica	1.00E-05	/°C
Modulo de Elasticidad del Bloque	94.978	Kg/cm ²
Modulo de Elasticidad del Acero	2,04E+06	Kg/cm ²
Tensión ultima de compresión	2250	Kg/cm ²
Tensión de Fluencia del Acero	4200	Kg/cm ²

Tabla 4 Propiedades de los Cerramientos

A modo ilustrativo, se expone en la tabla 5 el informe emitido por RAM en el cual el programa muestra la vinculación de cada sección, empleada en el modelo, con el material bajo el cual se la modelo.

MIEMBROS		PLACAS	
Perfil	Material	Espesor	Material
RcBeam	GRADE 25	20	CMU 1.5-60
Rc Colm	GRADE 25		
4S 4X9	Read0ak_No1_beam		
S4S 8X8	Read0ak_No1_beam		
S4S 8x12	Read0ak_No1_col		
S4S 8x18	Read0ak_No1_col		

Tabla 5 Materiales según el tipo de sección

3.4 HIPOTESIS DE CARGAS

A continuación, se describirán las hipótesis de carga que se tuvieron en cuenta para modelar la estructura mediante el programa RAM.

Como la reglamentación a aplicar lo indica, se trabajó con diseño bajo estados límites últimos. Esto implicó no trabajar con un sólo coeficiente de seguridad sino emplear un factor de mayoración de cargas y uno de minoración de resistencia de los materiales.

En el caso de los coeficientes de minoración de resistencia, se emplearon los siguientes:

- Elementos que fallan por tracción: minoración de resistencia en un 10% ($f=0,90$)
- Elementos que fallan por compresión: minoración de resistencia en un 15% ($f=0,85$)
- Elementos que fallan por corte: minoración de resistencia en un 25% ($f=0,75$)

Para el caso de los coeficientes de mayoración, y tal como el reglamento lo requiere, se pesa la probabilidad de ocurrencia de superposición de estados básicos de carga.

Los estados básicos de carga en función de los cuales se trabajó sobre el modelo de esta villa (2BV-Lockout) son:

- Peso propio (DL): Está compuesto por el peso de todos los elementos que permanentemente formarán parte de la estructura. En este caso, entre otros elementos, se considera el peso de las vigas, el peso de las columnas, el peso del techo, el peso de los cerramientos laterales, el peso de las terminaciones, etc.
- Sobrecarga de uso (LL): Este estado básico de carga toma las solicitaciones provocadas por el uso de la estructura. Por ello considera el peso de las personas dentro de cada ambiente y en los balcones.
- Carga viva en el techo (LLr): Al igual que en el caso anterior, considera las cargas por el uso de la estructura, pero únicamente pone en consideración la carga aplicada sobre el techo de la villa.
- Viento en X positivo (Wxpos).
- Viento en X negativo (Wxneg).
- Viento en Z positivo (Wzpos).
- Viento en Z negativo (Wzneg).

Estos últimos 4 estados básicos de carga consideran las acciones que el viento provoca sobre la estructura. Son 4 debido a que considera el viento proviniendo de cada uno de los posibles frentes de acción.

- Presión interior (Wi): Involucra la presión interna que ejercerá el viento sobre la estructura.
- Sismo en X (Eqx).
- Sismo en Z (Eqz).

Los dos estados de cargas anteriores consideran la acción sísmica actuando sobre la estructura en dos direcciones perpendiculares entre sí.

Es relevante destacar que la pseudoaceleración vertical debido al sismo fue considerada nula.

- Carga lateral (H): Este estado de carga toma en cuenta la acción lateral provocada tanto por el suelo sobre la estructura, como la acción que ejerce el agua de la piscina sobre sus paredes.

A continuación, en la tabla 6, se exponen las combinaciones más relevantes de los estados básicos de carga con la finalidad de conformar los estados últimos. Con

estas combinaciones cargadas en el modelo numérico se diseñó y verificó la estructura.

Es importante recalcar que los factores aplicados a cada uno de los estados básico tienen en cuenta la probabilidad de la simultaneidad de los mismos, y la imprecisión en su determinación.

	DL	LL	LLr	Wxpos	Wxneg	Wzpos	Wzneg	Wi	Eqx	Eqz	H
C2	1,20	1,60	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,60
C7	1,20	0,00	1,60	0,00	0,50	0,00	0,00	-0,50	0,00	0,00	1,60
C14	1,20	0,50	0,50	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,60
C18	1,20	0,50	0,50	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	1,60
C21	1,20	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,00	0,00	1,60
C22	1,20	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,60
C23	1,20	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,00	1,60
C32	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,60
C34	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,60
C35	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,00	1,60

Tabla 6 Combinaciones Últimas de Carga

La totalidad de combinaciones de los estados básicos de carga se pueden visualizar en el apéndice II.

En la tabla 7, se exponen las cargas de servicio de la estructura. Con las mismas introducidas en el modelo numérico, se verificaron las deformaciones de la estructura.

	DL	LL	LLr	Wxpos	Wxneg	Wzpos	Wzneg	Wi	Eqx	Eqz	H
S1	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S2	0.9	0,00	0,00	0.775	0,00	0,00	0,00	0.775	0,00	0,00	0,00
S3	0.9	0,00	0,00	0.775	0,00	0,00	0,00	-0.775	0,00	0,00	0,00
S4	0.9	0,00	0,00	0,00	0.775	0,00	0,00	0.775	0,00	0,00	0,00
S5	0.9	0,00	0,00	0,00	0.775	0,00	0,00	-0.775	0,00	0,00	0,00
S6	0.9	0,00	0,00	0,00	0,00	0.775	0,00	0.775	0,00	0,00	0,00
S7	0.9	0,00	0,00	0,00	0,00	0.775	0,00	-0.775	0,00	0,00	0,00
S8	0.9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0.775	0.775	0,00	0,00	0,00
S9	0.9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0.775	-0.775	0,00	0,00	0,00

Tabla 7 Cargas de servicio

3.4.1 PESO PROPIO (DL)

El peso propio de los materiales está constituido, en este caso particular, por:

- Peso propio de los elementos estructurales, el cual es considerado automáticamente por RAM.
- Viguetas de hormigón de 150 mm de espesor: 250 kg/m².
- Carga impuesta por el contratista: 150 kg/m².
- Carga debido a la presencia de tierra: hx1900 kg/m².
- Carga debida a la presencia de agua: hx1000 kg/m².

3.4.2 SOBRECARGA DE USO (LL)

Estas solicitaciones se obtuvieron del reglamento IBC, tabla 1607.1:

- Espacios en general (dormitorios, etc.): 200 kg/m².
- Techo:
 - Carga uniforme: 100 kg/m².
 - Carga concentrada 135 kg/m².

3.4.3 CARGA LATERAL (H)

De acuerdo con los parámetros del informe de suelo (ver Apéndice I), la carga que se aplicará sobre los muros debido a la acción del suelo será:

$H = K_a \times \gamma \times h$	Presión Lateral debido a la tierra
$K_a = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = 0.33$	Coefficiente de presión activa
$\phi = 30^\circ$	Ángulo de fricción interna
$\gamma = 1.90 \text{ tn/m}^3$	Densidad del suelo

3.4.4 CARGA DEBIDO AL VIENTO

Para la determinación de la carga sobre la villa debido al viento se siguieron los códigos IBC 2012 y ASCE 2007-10.

A continuación, en la tabla 8 y 9, se muestra la formulación general que se utilizó para la determinación de la carga de viento, y los parámetros adoptados para cada caso en el análisis.

$$P_{net} = 0,063 \times V^2 \times K_z \times C_{net} \times K_{zt}$$

Clase de exposición	C	
Categoría de riesgo	II	
Vult =	69,00 m/s	154,35 mph
Vasd =	53,45 m/s	119,56 mph
Análisis Global		
Kz =	0,85	(De la tabla 27.3-1 - ASCE 07)
Cnet = Kd x (G x Cp - GCpi)		
Kd =	0,85	(De la tabla 26.6-1 - ASCE 07)
G =	0,85	(De la tabla 26.9.1 - ASCE 07)
Cp barlovento =	0,80	(De la figura 27.4-1)
Cp sotavento =	-0,25	L/B= 1,50

Cp latera	I=	-0,70	
Cp barlovento =		0,80	(De la figura 27.4-1) B/L= 0,67
Cp sotavento =		-0,33	
Cp lateral=		-0,70	
Gcpi =		0,55	(De la figura 26.11-1 - ASCE 07)
Kd x (G x Cp)			
Wewx=		0,58	Viento proveniente de dirección X-X
Lewx=		-0,18	
Sewx=		-0,51	
Wewz=		0,58	Viento proveniente de dirección Y-Y
Lewz=		-0,24	
Sewz=		-0,51	
Kzt = (1 + K1 x K2 x K3)^2			(De la tabla 26.8-1 - ASCE 07)
Kd x (GCpi)			
Wip=		0,47	Coeficientes de Presión interior
Wis=		-0,47	
Kzt =		1,00	(De la sección 26.8.2 - ASCE 07)

Pe Ww=	147,36 Kg/m ²	Viento proveniente de dirección X-X
Pe Lw=	-46,05 Kg/m ²	
Pe Sw=	-128,94 Kg/m ²	
Pe Ww=	147,36 Kg/m ²	Viento proveniente de dirección Y-
Pe Lw=	-60,79 Kg/m ²	
Pe Sw=	-128,94 Kg/m ²	
Pi Wp=	119,19 Kg/m ²	Presión interior de Viento
Pi Ws=	-119,19 Kg/m ²	

Tabla 8 Análisis global de carga de Viento

Análisis de la acción del viento en el techo

Kz =	0,85	(De la tabla 27.3-1 - ASCE 07)
Cnet = Kd x (G x Cp - GCpi)		
Kd =	0,85	(De la tabla 26.6-1 - ASCE 07)
G =	0,85	(De la tabla 26.9.1 - ASCE 07)
CpWindward Wall =	-0,62	(De la figura 27.4-1)

CpLeeward Wall =	-0,50	$\phi = 14^\circ$ H/B= 0,40
Gcpi =	0,55	(De la tabla 26.11-1 - ASCE 07)
Kd x (G x Cp)		
Wewx=	-0,45	Acción del viento en ambas direcciones
Lewx=	-0,36	
Kzt = (1 + K1 x K2 x K3)^2		
(De la tabla 26.8-1 - ASCE 07)		
Kd x (GCpi)		
Wip=	0,47	Acción interior del Viento
Wis=	-0,47	
Kzt =	1,00	(De la sección 26.8.2 - ASCE 07)

Pe Ww=	-114,21	Kg/m ²	Acción del viento en ambas direcciones
Pe Lw=	-92,10	Kg/m ²	
Pi Wp=	119,19	Kg/m ²	Presión interior de Viento
Pi Ws=	-119,19	Kg/m ²	

Tabla 9 Análisis de la acción del viento en el techo de la estructura

En el modelo numérico, a la presión del viento obtenida del análisis anterior, se aplicó directamente sobre los cerramientos exteriores. En los casos en que el cerramiento no poseía capacidad resistente propia, se aplicó esta presión sobre los elementos estructurales, siendo la misma proporcional al área de influencia que posee cada elemento.

La presión debida al viento en el techo se aplicó acorde al espaciamiento de las vigas del mismo, con fuerzas concentradas cada 800 mm.

3.4.5 CARGA DEBIDO AL SISMO (EQ)

La determinación de la carga sísmica se realizó a través de los códigos IBC-2012 y ASCE 7-10.

A continuación, en la tabla 10 se expresa la fórmula general que se utilizó para la determinación de la carga sísmica y la fuerza de corte calculada para cada nivel.

$$V = \left(3 \times \frac{C_a}{R} \right) \times W$$

z =	0,30	Corte de diseño en la base
Soil =	Sd	Factor de zona sísmica
Ca =	0,36	Tipo de perfil del suelo
		Coefficiente sísmico

Rm =	4,50	Factor de reducción
V =	0,24 x W	Corte de diseño en la base

Peso y Corte en cada nivel

Nivel de losa :

Peso Propio	262,42 tn
Sobrecarga de uso	66,38 tn
Peso total de Nivel de losa (DL + 0,25 LL)	279,02 tn

$V_{GL} = 66,96 \text{ tn}$

Esfuerzo de corte en el Nivel de losa

Nivel de techo :

Peso Propio	121,63 tn
Carga viva en el techo	24,37 tn
Peso total de Nivel de techo (DL + 0,25 LL)	127,72 tn

$V_{RL} = 30,65 \text{ tn}$

Esfuerzo de corte en el Nivel de techo

$V_{\text{Por nodo } 12\%} = 3,83 \text{ tn}$

Piscina 1:

Peso Propio	43,07 tn
Sobrecarga de uso	8,82 tn
Peso total de Piscina 1 (DL + 0,25 LL)	45,28 tn

$V_{P1} = 10,87 \text{ tn}$

Esfuerzo de corte en la piscina 1

Piscina 2:

Peso Propio	97,33 tn
Sobrecarga de uso	23,63 tn
Peso total de Piscina 2 (DL + 0,25 LL)	103,24 tn

$V_{P2} = 24,78 \text{ tn}$

Esfuerzo de corte en la piscina 2

Tabla 10 Carga debido al sismo

La manera de introducir estas solicitaciones a la estructura en el modelo numérico fue generando tres diagramas rígidos. Uno de ellos fue conformado por el primer nivel, y los otros dos por cada una de las piscinas. Luego se aplicó la fuerza de corte, obtenida mediante el análisis precedente, en el centro de masa de cada uno de los diafragmas.

En el caso del nivel de techo, debido a que los nodos y las masas no se encontraban a la misma altura, no se pudo generar un único diafragma rígido igual que en los casos

anteriores. Por lo tanto, la fuerza de corte fue distribuida en 8 masas, según las siguientes figuras.

Las figuras 34 y 35 muestran el esfuerzo de corte sísmico aplicado en las 8 masas según dirección X-X y dirección Z-Z para ambos niveles.

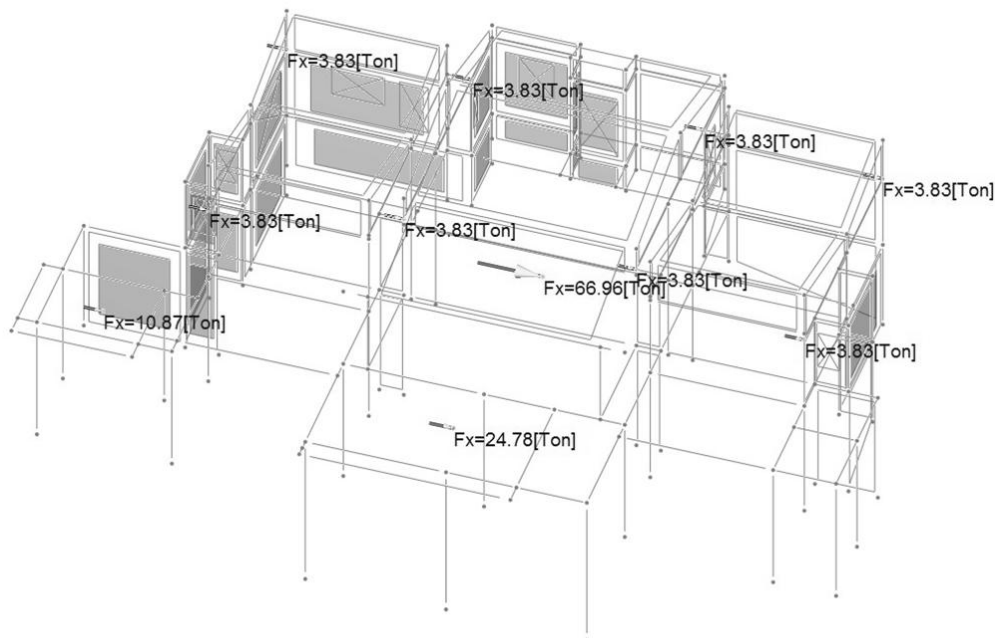


Figura 34 Acción sísmica según dirección X-X

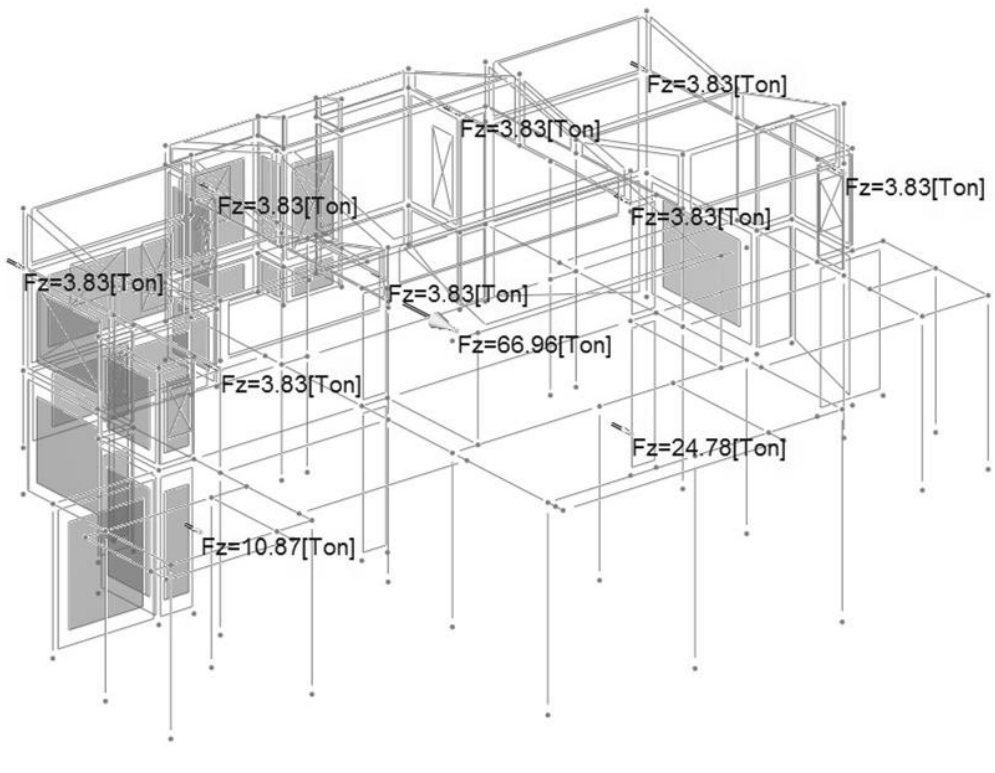


Figura 35 Acción sísmica según dirección Z-Z

3.5 DISEÑO Y VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura está conformada por elementos de hormigón armado y elementos de madera, como son vigas, columnas y decks. El diseño y verificación de los elementos de madera no se encuentra dentro de los alcances de este trabajo, ya que esta labor fue llevada a cabo por otro profesional dentro del estudio de ingeniería.

El diseño y verificación de los elementos estructurales se realizó a través del programa de modelación empleado. Para explicitar cuales fueron las consideraciones tomadas por el software se detallará el procedimiento de cálculo de los distintos elementos constituyentes de la estructura.

3.5.1 VIGAS

Flexión simple:

El procedimiento de cálculo de las vigas realizado por el programa RAM es detallado a continuación:

Primero se deben conocer cuáles son las solicitaciones a las que estará sometida la viga, las que se obtuvieron a través de la envolvente de momento brindada por RAM.

Luego, en base a las características de la viga, se determinó el momento crítico de la sección mediante la siguiente expresión:

$$M_{ucrit} = K_{rcrit} \times b \times d^2 \times f'_c \quad (1)$$

donde $K_{rcrit} = 0,205$; b es el ancho de la viga, d es el espeso de la viga menos el recubrimiento de la armadura; y f'_c es la resistencia característica del hormigón.

El próximo paso es determinar si será necesario o no la implementación de armadura superior. Para ello se emplea la siguiente ecuación y se verifica si su resultado es mayor o menor que cero.

$$M_{ucrit} - M_u \rightarrow \begin{cases} \text{si } > 0 & \rightarrow \text{no colocar armadura de compresion} \\ \text{si } < 0 & \rightarrow \text{colocar armadura de compresion} \end{cases} \quad (2)$$

donde M_u es el momento solicitante.

Si $M_{ucrit} - M_u$ es positivo:

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} \quad (3)$$

Por medio de una tabla explicitada en el reglamento ACI-318, ingresando con K_r se obtiene K_z .

Y finalmente la armadura a utilizar en la viga es:

$$A_s = \frac{M_u}{K_z \times d \times \phi \times f_s} \quad (4)$$

donde $\phi = 0,9$; y f_s es la tensión de fluencia del acero.

Si $M_{ucrit} - M_u$ es negativo:

$$\Delta M_u = M_u - M_{ucrit} \quad (5)$$

Luego armadura inferior a colocar en la viga es:

$$A_{scrit} = \frac{M_{ucrit}}{K_{zcrit} \times d \times \phi \times f_s} \quad (6)$$

donde $K_{zcrit} = 0,841$; $\phi = 0,9$; y f_s es la tensión de fluencia del acero

Y la armadura superior a proveer es:

$$A'_s = \frac{\Delta M_u}{(d-d') \times \phi \times f_s} \quad (7)$$

donde d' es el recubrimiento de la armadura superior.

Corte:

El corte, en las vigas de hormigón, está resistido por la resistencia propia al corte que presenta el hormigón y la resistencia adicional brindada por los estribos.

El valor de la resistencia al corte aportada por el hormigón V_c , se lo determina de la siguiente forma:

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (8)$$

donde V_c es la resistencia a corte del hormigón; f'_c es la resistencia característica del hormigón; b es el ancho de la viga; y d la altura de la viga menos el recubrimiento de la armadura.

Al igual que en el caso anterior, antes de proseguir es necesario conocer cuál es el esfuerzo solicitante al que se encuentra sometida la viga. Este valor fue obtenido de la envolvente de corte brindada por RAM.

Una vez conocido el esfuerzo solicitante, se puede determinar si la viga precisará de armadura de corte o no.

$$\begin{array}{lll} V_u & \leq \frac{1}{2} \times \phi \times V_c & \rightarrow \text{no precisa armadura de corte} \\ & \leq \phi \times V_c & \rightarrow \text{precisa armadura de corte minima} \\ & > \phi \times V_c & \rightarrow \text{precisa armadura de corte segun cálculo} \end{array} \quad (9)$$

donde $\phi = 0,75$

Armadura de corte mínima:

$$A_s > \frac{1}{16} x \sqrt{f'_c} x \frac{b_w x S}{f_y} \quad (10)$$

$$A_s > 0,33 x \frac{b_w x S}{f_y}$$

donde b_w es el espesor de la viga; f'_c es la resistencia característica del hormigón; S es la separación de los estribos; y f_y la tensión de fluencia del acero.

Separación máxima de estribos:

$$\text{Caso a: } Vu < 2Vc \rightarrow S \leq d \text{ o } 400\text{mm} \quad (11)$$

$$\text{Caso b: } Vu > 2Vc \rightarrow \frac{d}{2} \text{ o } 200\text{mm} \quad (12)$$

Armadura de corte según cálculo:

$$\emptyset Vc + \emptyset Vs = Vu \quad (13)$$

donde Vs es la resistencia al corte aportada por los estribos.

$$Vs = \frac{Vu - \emptyset Vc}{\emptyset} \quad (14)$$

$$As = \frac{Vs x S}{d x fy} \quad (15)$$

donde As es la sección de acero necesaria en los estribos; S es la separación de los estribos; d es la altura de la viga menos el recubrimiento; y f_y es la tensión de fluencia del acero.

3.5.2 LOSAS

El diseño de losas se llevó a cabo mediante el procedimiento que se explica a continuación, el cual sólo es válido para losas macizas armadas en dos direcciones.

Lo primero que se determinó fue la carga por metro cuadrado a la que estas estarían solicitadas las losas. Dicha carga se obtuvo de combinar 2 estados de carga básicos, tal como lo expresa la ecuación 16.

$$qu = 1,2DL + 1,6LL \quad (16)$$

Una vez conocida esta carga, se procede a determinar la relación Lx/Ly entre las luces de la losa. En función de esta relación, ingresando a la tabla 18-3 del libro "Apuntes del curso de hormigón armado y pretensado", se obtienen los coeficientes m_x y m_y que permitirán el cálculo del momento flector en la dirección analizada. Estos últimos nos permitirán calcular el valor del momento solicitante sobre la losa, en función de las siguientes expresiones.

$$Mx = \frac{q Lx^2}{m_x} \quad (17)$$

donde q es qu ; L_x es la longitud de la losa en la dirección x-x; y M_x es el momento alrededor de y-y

$$M_y = \frac{q L_y^2}{m_y} \quad (18)$$

Donde q es qu ; L_y es la longitud de la losa en la dirección y-y; y M_y es el momento alrededor de x-x.

Se expone en la figura 36 la tabla de Marcus empleada para el cálculo de las losas.

TABLA N° 18-3
LOSA MACIZA ARMADA EN DOS DIRECCIONES
(Armadura total hasta los apoyos)

$$M_x = \frac{q \cdot L_x^2}{m_x}$$

$$M_1 = 0$$

$$M_3 = 0$$

$$M_y = \frac{q \cdot L_y^2}{m_y}$$

$$M_2 = 0$$

$$M_4 = 0$$

$$q_1 = \gamma_1 \cdot q \cdot L_x$$

$$q_3 = \gamma_3 \cdot q \cdot L_x$$

$$q_2 = \gamma_2 \cdot q \cdot L_y$$

$$q_4 = \gamma_4 \cdot q \cdot L_y$$

ϵ	Denominadores para Momentos de tramo		Coeficientes para reacciones de apoyo			
	m_x	m_y	γ_1	γ_3	γ_2	γ_4
(L_y/L_x)						
<0,50	∞	8,00	0,00	0,00	0,50	0,50
0,50	168,00	10,50	0,125	0,125	0,375	0,375
0,55	121,87	11,15	0,137	0,137	0,363	0,363
0,60	91,95	11,92	0,150	0,150	0,350	0,350
0,65	71,75	12,81	0,162	0,162	0,338	0,338
0,70	57,65	13,81	0,175	0,175	0,325	0,325
0,75	47,51	15,03	0,187	0,187	0,313	0,313
0,80	40,03	16,40	0,200	0,200	0,300	0,300
0,85	34,40	17,95	0,212	0,212	0,288	0,288
0,90	30,07	19,73	0,225	0,225	0,275	0,275
0,95	26,69	21,74	0,237	0,237	0,263	0,263
1,00	24,00	24	0,250	0,250	0,250	0,250
1,05	21,74	26,70	0,262	0,262	0,238	0,238
1,10	20,08	29,39	0,273	0,273	0,227	0,227
1,15	18,70	32,67	0,283	0,283	0,217	0,217
1,20	17,41	36,11	0,292	0,292	0,208	0,208
1,25	16,47	40,03	0,300	0,300	0,200	0,200
1,30	15,53	44,37	0,308	0,308	0,192	0,192
1,40	14,16	54,41	0,322	0,322	0,178	0,178
1,50	13,14	66,50	0,333	0,333	0,167	0,167
1,60	12,35	80,91	0,344	0,344	0,156	0,156
1,70	11,73	97,94	0,353	0,353	0,147	0,147
1,80	11,23	117,90	0,362	0,362	0,138	0,138
1,90	10,83	141,14	0,369	0,369	0,131	0,131
2,00	10,50	168	0,375	0,375	0,125	0,125
>2,00	8,00	∞	0,500	0,500	0,00	0,00

Figura 36 Tabla de Marcus empleada en el cálculo de losas

Las reacciones en los apoyos se obtienen según las siguientes expresiones:

$$q_1 = \gamma_1 q Lx \quad (19)$$

donde q_1 es la reacción en el apoyo 1 ilustrado en la figura 36; γ_1 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y Lx es la longitud de la losa en la dirección x-x.

$$q_3 = \gamma_3 q Lx \quad (20)$$

donde q_3 es la reacción en el apoyo3 ilustrado en la figura 36; γ_3 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y Lx es la longitud de la losa en la dirección x-x.

$$q_2 = \gamma_2 q Ly \quad (21)$$

donde q_2 es la reacción en el apoyo 2 ilustrado en la figura 36; γ_2 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y Ly es la longitud de la losa en la dirección y-y.

$$q_4 = \gamma_4 q Ly \quad (22)$$

donde q_4 es la reacción en el apoyo 4 ilustrado en la figura 36; γ_4 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y Ly es la longitud de la losa en la dirección y-y.

Una vez provisto de esta información se procede al cálculo de la armadura necesaria por metro de losa.

El cálculo de esta armadura es exactamente igual al de vigas con las siguientes salvedades: se obtiene armadura por metro de ancho de losa; muy raramente se encuentran armadas al corte y posee una separación máxima de la armadura principal limitada por la expresión 23.

$$S = \begin{aligned} &\leq 2,5 \text{ veces el espesor de la losa} \\ &\leq 25 \text{ veces el diametro de la barra} \quad (23) \\ &\leq 30\text{cm} \end{aligned}$$

3.5.3 COLUMNAS

Al momento de calcular una columna el programa RAM llevo a cabo el desarrollo descripto a continuación:

Primero que se debe realizar es la determinación de cuáles serán los esfuerzos a los que estará sometida.

Una vez determinados dichos esfuerzos, se debe cuantificar la resistencia de diseño de la columna y asegurar que esta sea mayor que cada uno de los esfuerzos solicitantes. A su vez, se debe tener en cuenta la acción simultánea, o no, de los esfuerzos pertenecientes a diferentes estados de carga.

Compresión simple:

La determinación de la resistencia de diseño a compresión simple del hormigón se obtiene por medio de las siguientes expresiones:

$$Pd = 0,8 \times \emptyset \times Pn \quad (24)$$

donde $\emptyset = 0,65$; y Pn es la resistencia nominal última.

$$Pn = 0,85 \times f'_c \times (Ag - Ast) + Ast \times Fy \quad (25)$$

donde Ag es el área neta de la sección; Ast es el área de la armadura; Fy es la tensión de fluencia del acero; y f'_c es la resistencia característica del hormigón a compresión.

Finalmente,

$$Pu \leq Pd \rightarrow \text{la sección verifica} \quad (26)$$

donde Pu es la compresión última de la sección.

Es relevante destacar, que la cuantía de acero a emplear en las columnas está limitada por el reglamento.

$$0,01 \leq \rho \leq 0,08 \quad (27)$$

donde ρ es la cuantía de acero de la columna.

También se encuentra reglamentado el diámetro y la separación de los estribos colocar en las columnas.

$$S \begin{cases} \leq 16 d_b \\ \leq 48 d_{be} \\ \leq b \end{cases} \quad (28)$$

donde d_b es el menor diámetro de los refuerzos longitudinales de la columna; d_{be} es el diámetro de las barras del estribo; y b es la dimensión del lado menor de la columna.

Flexión simple y Corte:

Los procedimientos de cálculo que se emplean para este tipo de solicitaciones son análogos a los utilizados en vigas.

Flexión Compuesta:

La determinación de la armadura necesaria, o simplemente la verificación de una columna sometida a flexión y compresión (de manera simultánea), se realiza haciendo uso de los diagramas de interacción.

La metodología de cálculo consiste en comenzar determinando las cargas generalizadas, empleando para ello las siguientes ecuaciones:

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} \quad (29)$$

donde P_n es la resistencia última nominal a compresión del hormigón; A_g es el área bruta de la sección; y P_u es la sollicitación a compresión.

$$\frac{M_u}{A_g h} \quad (30)$$

donde M_u es la sollicitación a flexión; A_g es el área bruta de la sección; y h es la altura de la sección.

Una vez determinadas las cargas generalizadas es indispensable determinar la relación entre, la distancia a centros de capas de armadura y la altura de la columna.

$$\gamma = \frac{h-d-d'}{h} \quad (31)$$

donde h es la altura de la columna; d es el recubrimiento de la armadura inferior; y d' es el recubrimiento de la armadura superior.

Empleando este último valor, se ingresa al ábaco de interacción correspondiente y se obtiene la cuantía de armadura a emplear.

En caso de solamente verificar una columna, la cuantía que se obtenga del ábaco debe ser menor o igual a la que se posee.

3.5.4 CERRAMIENTOS LATERALES – CMU

Los cerramientos laterales, en todas las villas, solamente cumplen la función de soportar cargas fuera de su plano y transmitir las a las vigas y columnas. Esto se debe a que todas las cargas verticales son soportadas y transmitidas a las fundaciones por medio de las vigas y las columnas.

Dado que los CMU sólo soportaran cargas en su plano, su cálculo y verificación es igual al de las losas. Pero, se debe tener en cuenta que para estos elementos los refuerzos de acero no se podrán distribuir homogéneamente, sino que se concentraran en los orificios de los bloques de hormigón.

3.5.5 FUNDACIONES

La verificación de las fundaciones, tanto para el caso de zapatas aisladas como corridas, no se llevo a cabo mediante el programa RAM.

El procedimiento bajo el cual se determino las dimensiones de las zapatas fue el que se expondrá a continuación:

Zapata aislada:

El primer paso en el diseño de las zapatas fue la obtención por medio del modelo numérico, de las envolventes de solicitaciones para combinaciones de servicio y últimas para cada una de las zapatas aisladas.

Al igual que en los componentes desarrollados anteriormente, sólo se explicitará el procedimiento de cálculo de una zapata. Siendo los demás casos análogos al desarrollado.

Una vez determinada la máxima solicitación tanto de servicio como última, de una determinada zapata, se procede a la verificación de la misma mediante el siguiente procedimiento:

Determinar la máxima reacción de servicio obtenida del modelo numérico, para el tipo de zapata a calcular.

N_{max}

Máxima reacción de servicio obtenida del modelo numérico

Luego mediante el estudio de suelo brindado por “RAD Architecture” se determina la tensión admisible del suelo

$\sigma_{all} = 20 \text{ tn/m}^2$

Tensión admisible del suelo obtenida del estudio de suelo brindado

Con estos dos parámetros, para el caso de una zapata cuadrada, se calcula el largo de los lados mediante la siguiente ecuación.

$$L = \sqrt{\frac{(N_{max} \times 1,05)}{\sigma_{all}}} \quad (32)$$

En la figura 37 se muestra un esquema de la zapata aislada

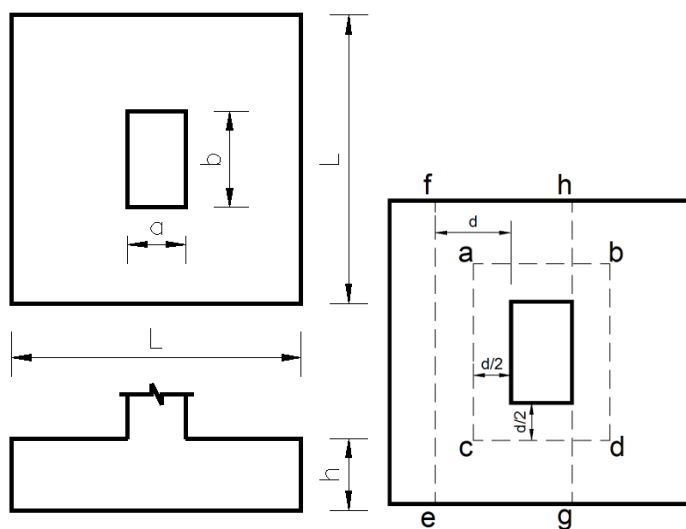


Figura 37 Zapata aislada

En la figura anterior se puede apreciar que las longitudes a y b , son las dimensiones de la columna que apoyara sobre la zapata.

A continuación se lleva a cabo la determinación de la altura total y efectiva de la zapata mediante las ecuaciones que se explicitan a continuación

$$h = \frac{(L-a)}{4} \quad (33)$$

donde h es la altura total de la zapata; L es la longitud de la zapata; y a es el ancho de la columna que apoyara sobre la zapata.

$$d = h - 0,05 \quad (34)$$

donde d es la altura efectiva de la zapata; h es la altura total de la zapata; y 0,05 es el recubrimiento de la armadura de la zapata

Finalmente se procede a la verificación de la misma, empleando para ello la sollicitación máxima correspondiente a las combinaciones últimas de carga.

N^u Máxima sollicitación última

Luego se determina la tensión ultima del hormigón mediante la siguiente ecuación

$$q_u = \frac{Nu}{L^2} \quad (35)$$

donde Nu es la sollicitación máxima última; y L es la longitud de un lado de la zapata cuadrada.

Después se determina el área y el perímetro dado por los puntos abcd:

$$A_p = (a + d) \times (b + d) \quad (36) \quad \text{Área delimitada por el perímetro abdc}$$

$$abcd = 2 \times ((a + d) + (b + d)) \quad (37) \quad \text{Perímetro abcd}$$

Con los parámetros determinados en las ecuaciones 35; 36; y 37 se procede a verificar la zapada a los siguientes esfuerzos:

Punzonamiento último

Primero se debe determinar el corte al que será sometido el hormigón

$$V_{u1} = q_u \times (L \times L - A_p) \quad (38)$$

donde V_{u1} es el punzonamiento último; q_u es la tensión última del hormigón; L la longitud de un lado de la zapata; y A_p el área delimitada por el perímetro abdc.

Luego se debe conocer el punzonamiento resistido por el hormigón

$$V_{c1} = 1.65 \times \sqrt{f'_c} \times abcd \times d \times 10 \quad (39)$$

donde f'_c es la resistencia característica del hormigón; $abcd$ es el perímetro formado por $abcd$; y d es a altura efectiva de la zapata.

Para concluir, si se cumple:

$$V_{u1} = < \emptyset V_{c1} \quad (40)$$

la zapata verifica al punzonamiento.

Corte último

Primero se debe determinar el corte último, en la sección e-f, al que estará sometida la pieza por medio de la siguiente ecuación

$$V_{u2} = q_u \times \left(L \times \left(\frac{L-a}{2} - \frac{d}{2} \right) \right) \quad (41)$$

donde V_{u2} es el corte último en la sección e-f; q_u es la tensión última del hormigón; L la longitud del lado de la zapata; a es el ancho de la columna que apoya en la zapata; y d es la altura efectiva de la zapata

Luego se debe determinar la resistencia al corte que brinda el hormigón, dicho valor se obtiene mediante la siguiente ecuación

$$V_{c2} = 1.65 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d \times 10 \quad (42)$$

donde f'_c es la resistencia característica del hormigón; L es la longitud de un lado de la zapata; y d es la altura efectiva de la zapata

Para concluir, si se cumple:

$$V_{u2} = < \emptyset V_{c2} \quad (43)$$

la zapata verifica al corte.

Flexión última

Primero se debe determinar el momento flector último en la sección g-h mediante la siguiente ecuación

$$M_{ug-h} = \frac{q_u \times L \times \left(\frac{L-a}{2} \right)^2}{2} \quad (44)$$

donde q_u es la tensión última del hormigón; L es la longitud de un lado de la zapata; y a es el ancho de la columna que apoya en la zapata

Finalmente, se determina la armadura necesaria mediante la siguiente ecuación

$$F_e = \frac{M_{ug-h}}{(0.9 \times \phi \times f_y \times d)} \quad (45)$$

donde M_{ug-h} es el momento flector último en la sección g-h; ϕ es el coeficiente de minoración de resistencia empleado; f_y es la tensión de fluencia del acero; y d es la altura efectiva de la zapata

Es importante considerar que la armadura calculada, por reglamento, nunca podrá ser menor a la determinada mediante la siguiente expresión

$$A_{min} = 0.002 \times 100 \times h \left[\frac{cm^2}{m} \right] \quad (46)$$

Zapata corrida:

Como es de suponer el cálculo de este elemento estructura es análogo al de las zapatas aisladas, pero con la salvedad que se realiza por unidad de ancho.

En la figura 38 se ilustra la zapata corrida típica.

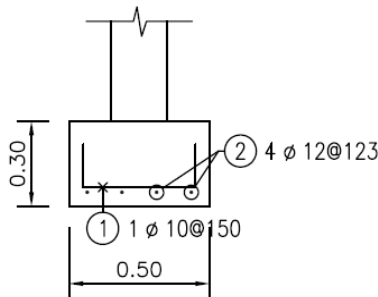


Figura 38 Zapata corrida Típica

Una vez determinada la máxima acción de servicio que ejerce el muro sobre la zapata se procede a la verificación de la misma mediante el siguiente procedimiento:

N_{max} Máxima acción del muro sobre la zapata corrida

Primero se debe determinar la reacción de servicio mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{N_{max}}{L_t} \quad (47)$$

donde L_t es la longitud de la zapata de fundación del muro.

Luego mediante el estudio de suelo brindado por “RAD Architecture” se determina la tensión admisible del suelo

$\sigma_{all} = 20 \text{ tn/m}^2$ Tensión admisible del suelo

obtenida del estudio de suelo brindado

Con estos dos parámetros se calcula el ancho de la zapata empleando la siguiente expresión.

$$A = \frac{(N_{max} \times 1,05)}{\sigma_{all}} \quad (48)$$

En la figura 39 se muestra un esquema de la zapata corrida

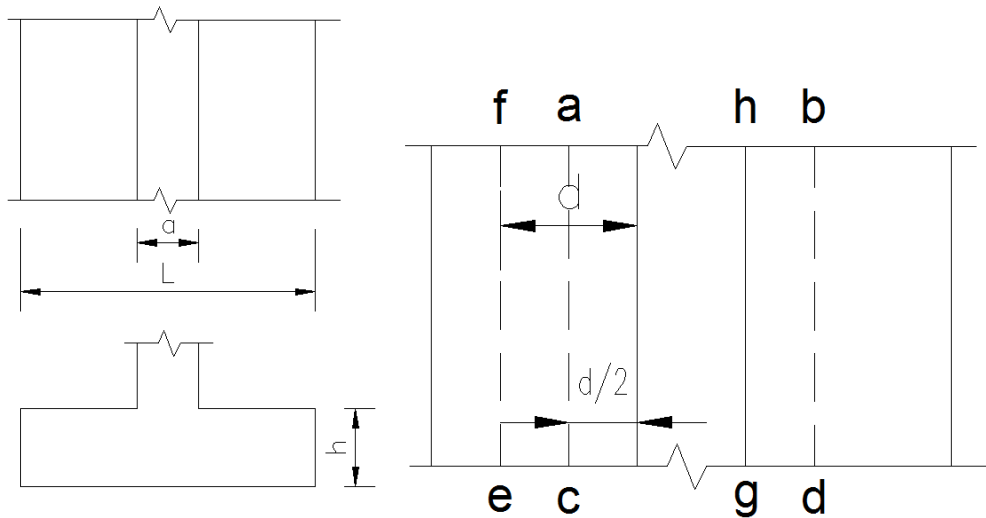


Figura 39 Zapata corrida

A continuación se lleva a cabo la determinación de la altura total y efectiva de la zapata mediante las ecuaciones que se explicitan a continuación

$$h = \frac{(L-a)}{4} \quad (49)$$

donde h es la altura total de la zapata; L es la longitud de la zapata; y a es el ancho del muro que apoyara sobre la zapata.

$$d = h - 0,05 \quad (50)$$

donde d es la altura efectiva de la zapata; h es la altura total de la zapata; y 0,05 es el recubrimiento de la armadura de la zapata

Finalmente se procede a la verificación de la misma.

El primer paso es determinar la tensión del hormigón mediante la siguiente ecuación

$$qu = \frac{N_{max}}{L} \quad (51)$$

donde N_{max} es la máxima acción del muro sobre la zapata corrida; y L es el ancho de la zapata corrida

Después se determina el área y el perímetro de apoyo del muro:

$$A_p = (a + d) \times (b + d) \quad (52) \quad \text{Área delimitada por el perímetro abdc}$$

$$abcd = 2 \times ((a + d) + (b + d)) \quad (53) \quad \text{Perímetro abcd}$$

Con los parámetros determinados en las ecuaciones 51; 52; y 53 se procede a verificar la zapata a los siguientes esfuerzos:

Punzonamiento

Primero se debe determinar el corte al que será sometido el hormigón

$$V_{u1} = q_u \times (L_t \times L - A_p) \quad (54)$$

donde V_{u1} es el punzonamiento; q_u es la tensión del hormigón; L_t la longitud de la zapata; L es el ancho de la zapata; y A_p el área delimitada por el perímetro abdc.

Luego se debe conocer el punzonamiento resistido por el hormigón

$$V_{c1} = 1.65 \times \sqrt{f'_c} \times abcd \times d \times 10 \quad (55)$$

donde f'_c es la resistencia característica del hormigón; abcd es el perímetro abdc; y d es a altura efectiva de la zapata.

Para concluir, si se cumple:

$$V_{u1} \leq \emptyset V_{c1} \quad (56)$$

la zapata verifica al punzonamiento.

Corte

Primero se debe determinar el corte último, en la sección e-f, al que estará sometida la pieza por medio de la siguiente ecuación

$$V_{u2} = q_u \times (L_t \times (\frac{L-a}{2} - \frac{d}{2})) \quad (57)$$

donde V_{u2} es el corte último en la sección e-f; q_u es la tensión última del hormigón; L es el ancho de la zapata; L_t es la longitud total de la zapata; a es el ancho del muro que apoya en la zapata; y d es la altura efectiva de la zapata

Luego se debe determinar la resistencia al corte que brinda el hormigón, dicho valor se obtiene mediante la siguiente ecuación

$$V_{c2} = 1.65 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d \times 10 \quad (58)$$

donde f'_c es la resistencia característica del hormigón; L es el ancho de la zapata; y d es la altura efectiva de la zapata

Para concluir, si se cumple:

$$V_{u2} \leq \emptyset V_{c2} \quad (59)$$

la zapata verifica al corte.

Flexión

Primero se debe determinar el momento flector en la sección g-h mediante la siguiente ecuación

$$M_{ug-h} = \frac{q_u \times L_t \times \left(\frac{L-a}{2}\right)^2}{2} \quad (60)$$

donde q_u es la tensión última del hormigón; L es el ancho de la zapata; L_t es la longitud total de la zapata; y a es el ancho del muro que apoya sobre la zapata.

Finalmente, se determina la armadura necesaria mediante la siguiente ecuación

$$F_e = \frac{M_{ug-h}}{(\emptyset \times f_y \times d)} \quad (61)$$

donde M_{ug-h} es el momento flector último en la sección g-h; \emptyset es el coeficiente de minoración de resistencia empleado; f_y es la tensión de fluencia del acero; y d es la altura efectiva de la zapata

Es importante considerar que la armadura calculada, por reglamento, nunca podrá ser menor a la determinada mediante la siguiente expresión

$$A_{min} = 0.002 \times 100 \times h \left[\frac{cm^2}{m} \right] \quad (62)$$

CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y EJEMPLOS

Empleando los procedimientos anteriormente descritos, mediante RAM, se determino las secciones y refuerzos de cada uno de los elementos estructurales que constituyen la estructura de la villa.

En este capítulo se expondrán los resultados obtenidos y se llevara a cabo el cálculo de algunos de los elementos típicos, de cada nivel que constituye parte de la villa 2BV-Lockout.

Con la finalidad de dar mayor comprensión, se procederá a exponer los resultados y ejemplos partiendo del nivel de techo hacia las fundaciones.

4.1 NIVEL DE TECHO DE LA VILLA 2BV-LOCKOUT

4.1.1 ESTRUCTURA DEL NIVEL

Para la villa 2BV-Lockout se propuso la estructura representada en la figura 40.

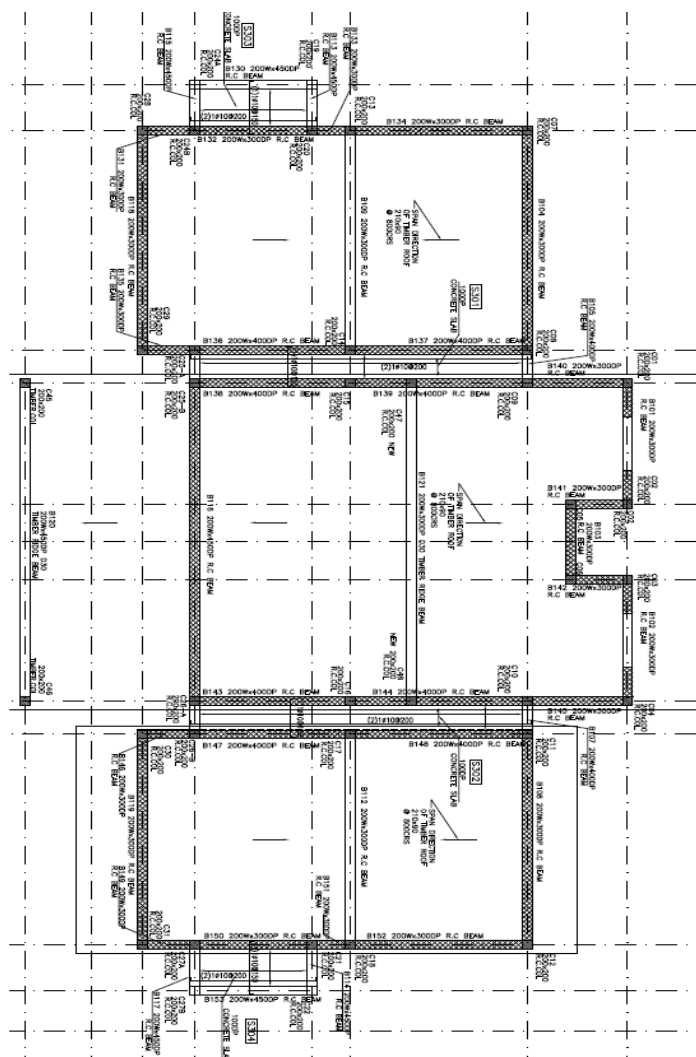


Figura 40 Estructura propuesta a nivel de techo

Como se puede apreciar en la figura 40, los elementos de hormigón que constituyen este nivel son losas macizas trabajando en dos direcciones y vigas.

Dado que para realizar el cálculo de dichos elementos de hormigón es necesario conocer las solicitaciones a las que son expuestos, se empleará el modelo numérico para obtenerlas mismas en los ejemplos que se expondrán más adelante.

4.1.2 VIGAS

En la figura 41, se puede apreciar la designación que llevó cada elemento en el modelo numérico creado.

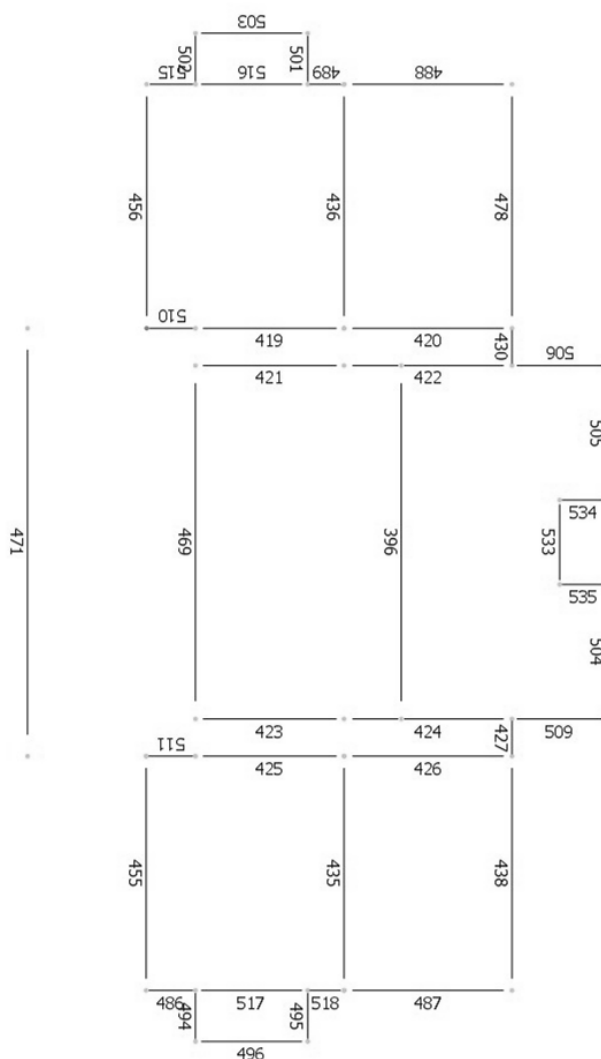


Figura 41 Designación de los elementos en el modelo numérico

La tabla 11, muestra la correlación entre la designación de las vigas en la planta de la estructura y la designación de las mismas en el modelo de RAM.

Beam Equivalence - x direction			Beam Equivalence - z direction		
Structural Plan Designation	Model Designation	Dimension (w x dp)	Structural Plan Designation	Model Designation	Dimension (w x dp)
B101	505	200x300	B130	503	200x450
B102	504	same as B101	B153	496	same as B130
B103	533	200x300	B131	515	200x300
B104	478	200x300	B132	516	200x300
B105	430	200x400	B133	489	200x300
B107	427	same as B105	B134	488	200x300
B108	438	same as B104	B149	486	same as B131
B109	436	200x300	B150	517	same as B132
B112	435	same as B109	B151	518	same as B133
B113	501	200x450	B152	487	same as B134
B114	495	same as B113	B135	510	200x300
B115	502	200x450	B136	419	200x350
B117	494	same as B115	B137	420	200x350
B116	469	200x450	B146	511	same as B135
B118	456	200x300	B147	425	same as B136
B119	455	same as B118	B148	426	same as B137
B120	471	200x450	B138	421	200x350
B121	396	200x300	B139	422	200x350
			B140	506	200x300
			B143	423	same as B138
			B144	424	same as B139
			B145	509	same as B140
			B141	534	200x300
			B142	535	same as B141

Tabla 11 Correlación entre denominación en plano y en modelo de las vigas

En el apéndice III se puede visualizar la salida brindada por RAM para todas las vigas del nivel analizado.

A modo de ejemplo se llevará a cabo el cálculo la viga B104 – 478

Flexión simple:

Primero se obtienen las solicitaciones a las que estará sometida la viga a través de la envolvente de momento brindada por RAM. Esto se puede visualizar en la figura 42

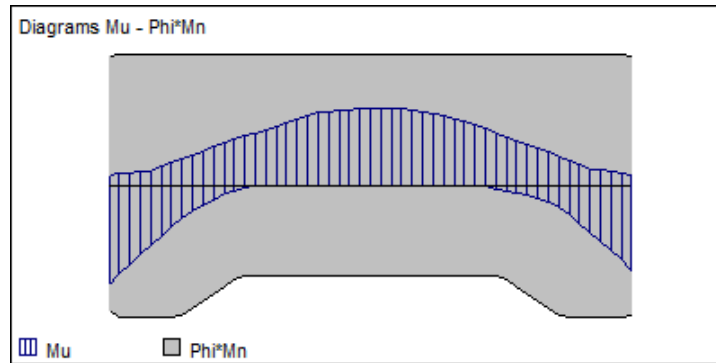


Figura 42 Envoltente de momento

De RAM se obtuvo:

- Máximo Momento Positivo: 2,07 tnm
- Máximo Momento Negativo: -2,66 tnm

Armadura en el tramo:

Determinación del momento crítico según Ec. 1:

$$M_{ucrit} = K_{rcrit} \times b \times d^2 \times f'_c$$

$$M_{ucrit} = 0,205 \times 0,20m \times 0,26m^2 \times 2500 \frac{tn}{m^2} = 6,93 \text{ tnm}$$

Según la Ec. 2 se determina si es necesaria armadura de compresión o no:

$$M_{uc} - M_u = 6,93tnm - 2,07tnm \rightarrow \begin{cases} \text{si } > 0 & \rightarrow \text{no colocar armadura de compresion} \\ \text{si } < 0 & \rightarrow \text{colocar armadura de compresion} \end{cases}$$

Como $M_{uc} - M_u$ es positivo se aplica la Ec. 3

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c}$$

$$K_r = \frac{2,07tnm}{0,20m \times 0,26m^2 \times 2500 \frac{tn}{m^2}} = 0,061$$

Luego:

$$K_z = 0,956$$

Finalmente, la armadura a utilizar en la viga según Ec.4 es:

$$A_s = \frac{M_u}{K_z \times d \times \phi \times f_s}$$

$$A_s = \frac{2,07}{0,956 \times 0,26m \times 0,9 \times 42000 \frac{tn}{m^2}} = 2,20 \text{ cm}^2$$

Se optó por colocar 3 ϕ 12 para la armadura inferior.

Armadura en el apoyo:

Determinación del momento crítico según Ec. 1:

$$M_{ucrit} = K_{rcrit} \times b \times d^2 \times f'_c$$

$$M_{ucrit} = 0,205 \times 0,20m \times 0,26m^2 \times 2500 \frac{tn}{m^2} = 6,93 \text{ tnm}$$

Según la Ec. 2 se determina si es necesaria armadura de compresión o no:

$$M_{uc} - M_u = 6,93tnm - 2,66tnm \rightarrow \begin{cases} \text{si } > 0 & \rightarrow \text{ no colocar armadura de compresion} \\ \text{si } < 0 & \rightarrow \text{ colocar armadura de compresion} \end{cases}$$

Como M_u es positivo se aplica la Ec. 3

$$K_r = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c}$$

$$K_r = \frac{2,66tnm}{0,20m \times 0,26m^2 \times 2500 \frac{tn}{m^2}} = 0,079$$

Luego:

$$K_z = 0,945$$

Finalmente, la armadura a utilizar en la viga según Ec.4 es:

$$A_s = \frac{M_u}{K_z \times d \times \phi \times f_s}$$

$$A_s = \frac{2,66}{0,945 \times 0,26m \times 0,9 \times 42000 \frac{tn}{m^2}} = 2,86 \text{ cm}^2$$

Se optó por colocar 2 ϕ 12 en toda la cara superior de la viga y a 1,2 m de cada extremo de la viga un refuerzo de 1 ϕ 12.

Corte:

Valor de la resistencia al corte aportado por el hormigón según Ec. 8

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 200mm \times 262mm = 43.333N = 4,33tn$$

En la figura 43 se puede observar la envolvente de corte que proporciona RAM.

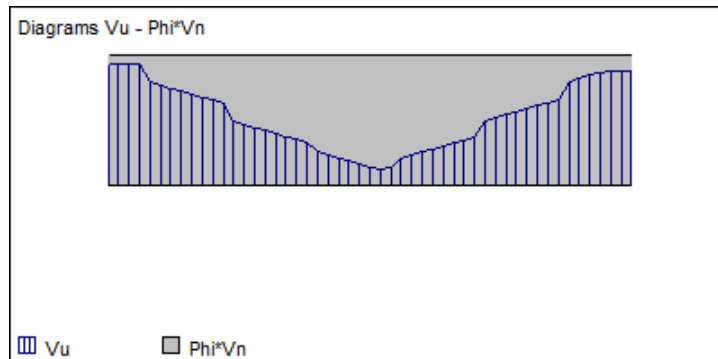


Figura 43 Envoltente de Corte brindada por RAM

De RAM se ha determinado un corte último igual a:

$$Vu = 3,16 \text{ tn}$$

Determinación de la necesidad de armadura de corte según Ec. 9.

$$Vu \begin{cases} \leq \frac{1}{2} \times \emptyset \times Vc & \rightarrow \text{no precisa armadura de corte} \\ \leq \emptyset \times Vc & \rightarrow \text{precisa armadura de corte minima} \\ > \emptyset \times Vc & \rightarrow \text{precisa armadura de corte segun cálculo} \end{cases}$$

$$3,16 \text{ tn} \begin{cases} \leq \frac{1}{2} \times 0,75 \times 4,33 \text{ tn} = 1,62 \text{ tn} & \rightarrow \text{no precisa armadura de corte} \\ \leq \mathbf{0,75 \times 4,33 \text{ tn} = 3,25 \text{ tn}} & \rightarrow \text{precisa armadura de corte minima} \\ > 0,75 \times 4,33 \text{ tn} = 3,25 \text{ tn} & \rightarrow \text{precisa armadura de corte segun cálculo} \end{cases}$$

Armadura de corte mínima según Ec. 10.

$$As \begin{cases} > \frac{1}{16} \times \sqrt{f'c} \times \frac{bw \times S}{fy} \\ > 0,33 \times \frac{bw \times S}{fy} \end{cases}$$

$$As \begin{cases} > \frac{1}{16} \times \sqrt{25} \times \frac{300 \times 10}{420} = 2,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\ > 0,33 \times \frac{300 \times 10}{420} = 2,36 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{cases}$$

La separación máxima de estribos se calcula mediante la Ec. 11:

$$\text{Caso a: } Vu < 2Vc \rightarrow S \leq d \text{ o } 400 \text{ mm}$$

$$\rightarrow S = 262 \text{ mm}$$

Por lo que se opta por colocar estribos de 2 ramas de $\phi 8$ c/20cm ($5,02 \frac{cm^2}{m}$)

Por solicitud del cliente, esta viga fue armada con estribos de 2 ramas de $\phi 10$ c/15cm.

4.1.3 LOSAS

Como se comentó al inicio, este nivel, además de vigas también posee losas macizas de hormigón colado in situ.

El resultado estructural obtenido para cada una de estas losas es el expuesto a continuación.

La tabla 12 muestra las dimensiones de las losas y la armadura de refuerzo que cada una de ellas requiere.

LOSAS - NIVEL DE TEHCO – Hormigonadas in situ

Losa	Lx	Ly	Refuerzo inferior		Refuerzo superior	
			Dirección x	Dirección y	Dirección x	Dirección y
S301	0,75	6,50	1 ϕ 10 @ 150	1 ϕ 10 @ 200	-	-
S302	0,75	6,50	1 ϕ 10 @ 150	1 ϕ 10 @ 200	-	-
S303	1,05	2,30	1 ϕ 10 @ 150	1 ϕ 10 @ 200	-	-
S304	1,05	2,30	1 ϕ 10 @ 150	1 ϕ 10 @ 200	-	-

Tabla 12 Losas – Nivel de techo

En la tabla 12 las losas S301, S302, S303, S304 son losas macizas de hormigón colado in situ.

A modo de ejemplo se llevará a cabo el cálculo de la losa S301

Lo primero que se determinó fue la carga por metro cuadrado a la que estas estará sometida la losa. Dicha carga se se obtiene empleando la Ec. 16

$$qu = 1,2DL + 1,6LL$$

$$qu = 1,2 \cdot 0,5 \frac{tn}{m^2} + 1,6 \cdot 0,20 \frac{tn}{m^2} = 0,92 \frac{tn}{m^2}$$

Una vez conocida esta carga, se procede a determinar la relación Lx/Ly entre las luces de la losa. En función de esta relación, ingresando a la tabla 18-3 del libro “Apuntes del curso de hormigón armado y pretensado”, se obtienen los coeficientes m_x y m_y que permitirán calcular el momento flector en cada dirección de la losa. Estos últimos nos permitirán calcular el valor del momento solicitante sobre la losa.

Se expone en la figura 44 la tabla de Marcus empleada en el cálculo de la losa.

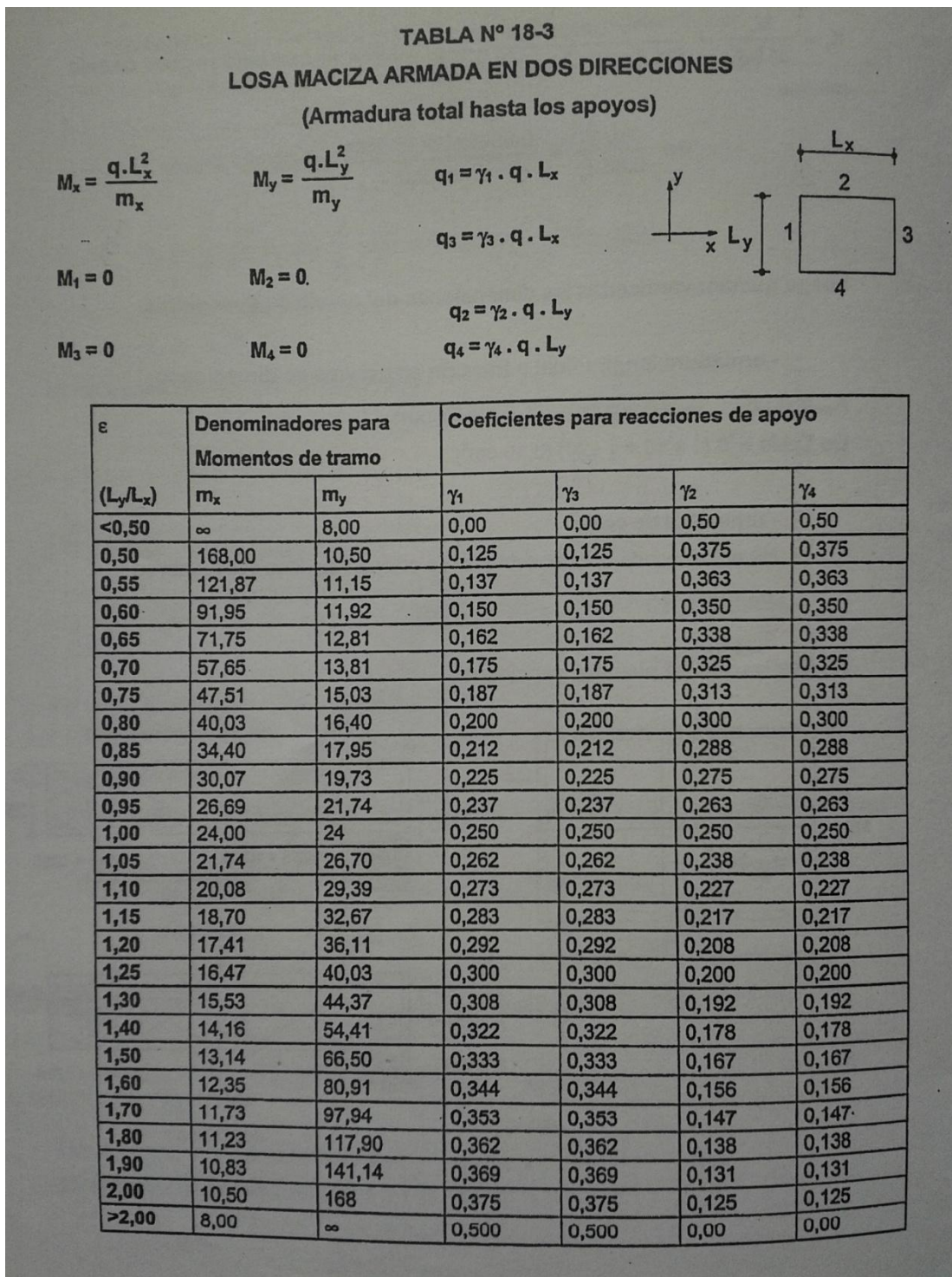


Figura 44 Tabla de Marcus empleada en el cálculo de losas

Por medio de la Ec. 17:

$$Mx = \frac{q Lx^2}{m_x} \quad (17)$$

$$Mx = \frac{0,92 \frac{tn}{m^2} 0,75m^2}{\infty} \rightarrow 0 \text{ tnm}$$

donde q es qu ; Lx es la longitud de la losa en la dirección x-x; y Mx es el momento alrededor de y-y

$$My = \frac{q Ly^2}{m_y} \quad (18)$$

$$My = \frac{0,92 \frac{tn}{m^2} 6,50m^2}{8} = 0,75 \text{ tnm} \quad (18)$$

Donde q es qu ; Ly es la longitud de la losa en la dirección y-y; y My es el momento alrededor de x-x.

Las reacciones en los apoyos son:

$$q1 = \gamma_1 q Lx \text{ según Ec. (19)}$$

$$q1 = 0 \quad q Lx = 0$$

donde $q1$ es la reacción en el apoyo 1 ilustrado en la figura 36; γ_1 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y Lx es la longitud de la losa en la dirección x-x.

$$q3 = \gamma_3 q Lx \text{ según Ec. (20)}$$

$$q3 = 0 \quad q Lx = 0$$

donde $q3$ es la reacción en el apoyo3 ilustrado en la figura 36; γ_3 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y Lx es la longitud de la losa en la dirección x-x.

$$q2 = \gamma_2 q Ly \text{ según Ec. (21)}$$

$$q2 = 0,5 \cdot 0,92 \frac{tn}{m^2} \cdot 6,50m = 2,99 \frac{tn}{m}$$

donde $q2$ es la reacción en el apoyo 2 ilustrado en la figura 36; γ_2 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y Ly es la longitud de la losa en la dirección y-y.

$$q4 = \gamma_4 q Ly \text{ según Ec. (22)}$$

$$q4 = 0,5 \cdot 0,92 \frac{tn}{m^2} \cdot 6,50m = 2,99 \frac{tn}{m}$$

donde $q4$ es la reacción en el apoyo 4 ilustrado en la figura 36; γ_4 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y Ly es la longitud de la losa en la dirección y-y.

Finalmente con los momentos y cortes solicitantes obtenidos se procede al cálculo de la armadura de la losa para cada dirección de la mima.

El cálculo de esta armadura es exactamente igual al de vigas con las siguientes salvedades: se obtiene armadura por metro de ancho de losa; muy raramente se encuentran armadas al corte y posee una separación máxima de la armadura principal limitada por la expresión 23.

$$S = \begin{cases} \leq 2,5 \text{ veces el espesor de la losa} \\ \leq 25 \text{ veces el diametro de la barra (23)} \\ \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

$$S = \begin{cases} \leq 2,5 \cdot 0,20\text{m} = 0,50\text{m} \\ \leq 25 \cdot 0,01\text{m} = 0,25\text{m} \\ \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

4.1.4 CERRAMIENTOS LATERALES – CMU

A parte de las vigas y losas, existen otros elementos que forman parte de este nivel. Estos elementos son los muros de cerramiento lateral – CMU, los cuales no cumplen una función estructural, pero deben calcularse para resistir las acciones fuera de su plano.

La figura 45 muestra la designación que recibieron en el modelo de RAM los cerramientos que poseen continuidad en altura.

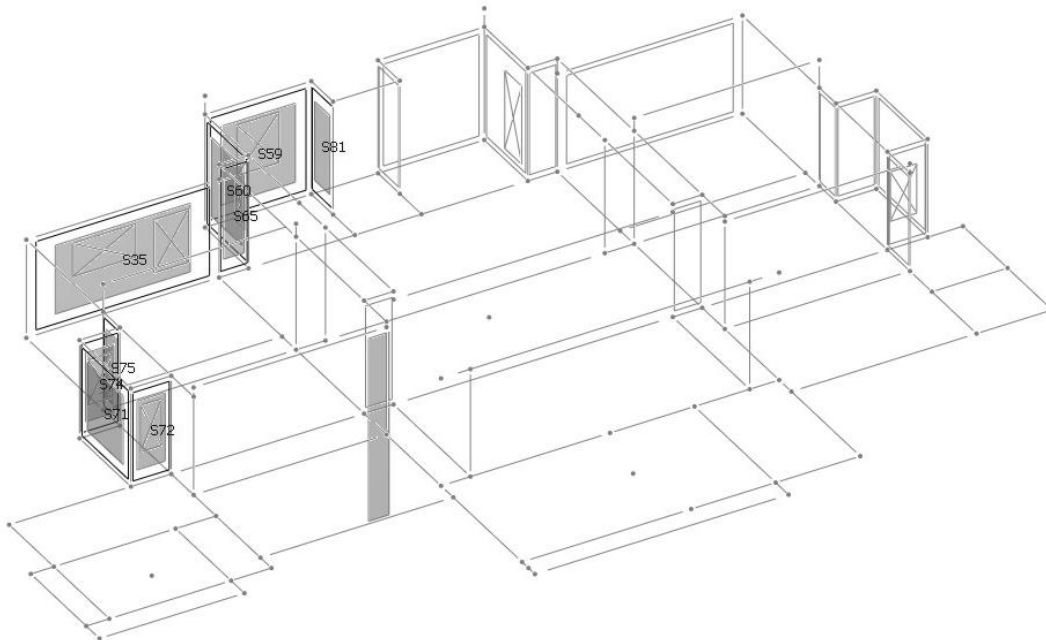


Figura 45 Cerramientos laterales

La tabla 13 muestra la designación de cada cerramiento lateral en el modelo numérico, su localización en el plano y el refuerzo con el cual debe contar.

<i>Designación del cerramiento lateral</i>						
Modelo Ram	Localización en el Plano	Refuerzo vertical				
S72	GL 5 desde B hasta C	1	φ	12	@	406
S71	GL B desde 5 hasta 4	1	φ	10	@	610
S74	GL 4 desde B hasta C	1	φ	12	@	406
S75	GL C desde 4 hasta 3	1	φ	10	@	610
S35	GL 2 desde C hasta D	1	φ	10	@	406
S65	GL 2 desde D hasta E	1	φ	10	@	406
S60	GL E desde 2 hasta 1	1	φ	16	@	406
S59	GL 1 desde E hasta F	1	φ	12	@	406
S81	GL F desde 1 hasta 2,4	1	φ	10	@	610

Tabla 13 Designación de cada CMU en el modelo numérico

En el Apéndice IV se pueden visualizar las salidas de RAM correspondientes a los cerramientos laterales.

4.2 PRIMER NIVEL DE LA VILLA 2BV-LOCKOUT

4.2.1 ESTRUCTURA DEL NIVEL

La estructura propuesta para este nivel es la representada en la figura 46.

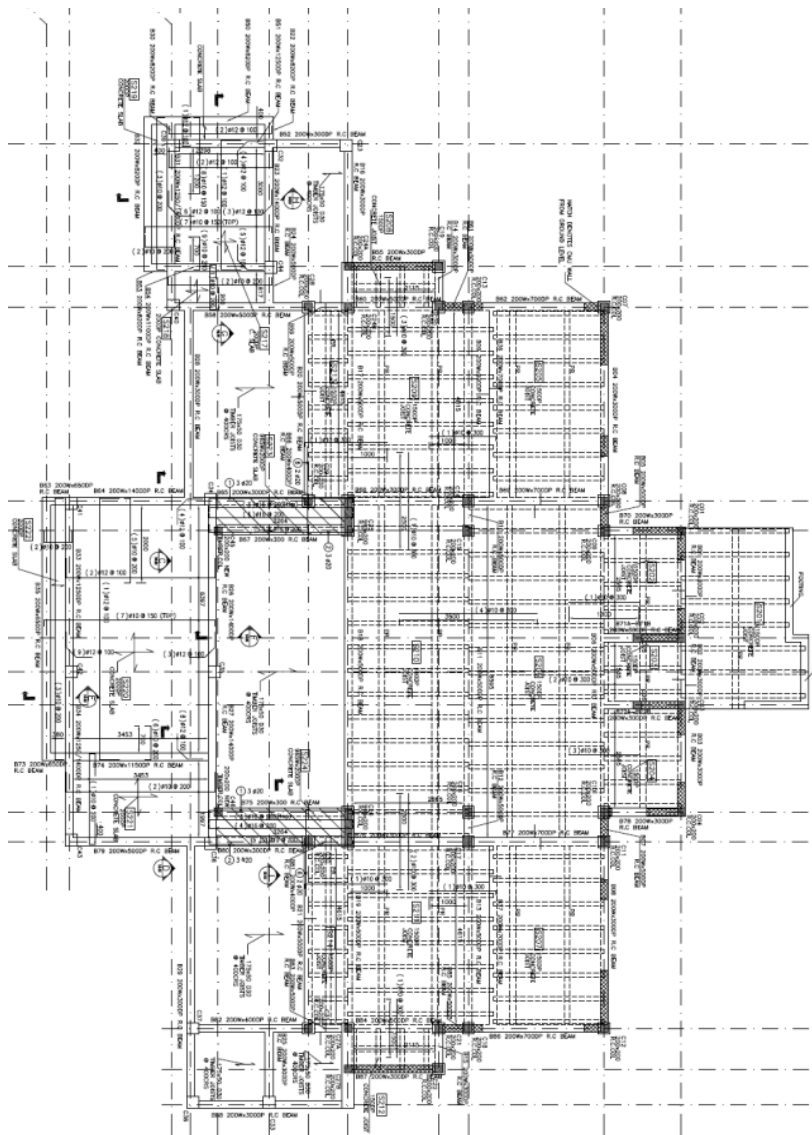


Figura 46 Planta de estructura propuesta en el primer nivel

Como se puede apreciar en la figura 34 los elementos de hormigón que constituyen este nivel son losas macizas trabajando en dos direcciones, vigas y columnas

Dado que para realizar el cálculo de dichos elementos de hormigón es necesario conocer las solicitaciones a las que son expuestos, se empleará el modelo numérico para obtenerlas mismas en los ejemplos que se expondrán más adelante.

4.2.2 VIGAS

En la figura 47, se puede apreciar la designación que llevó cada elemento en el modelo creado.

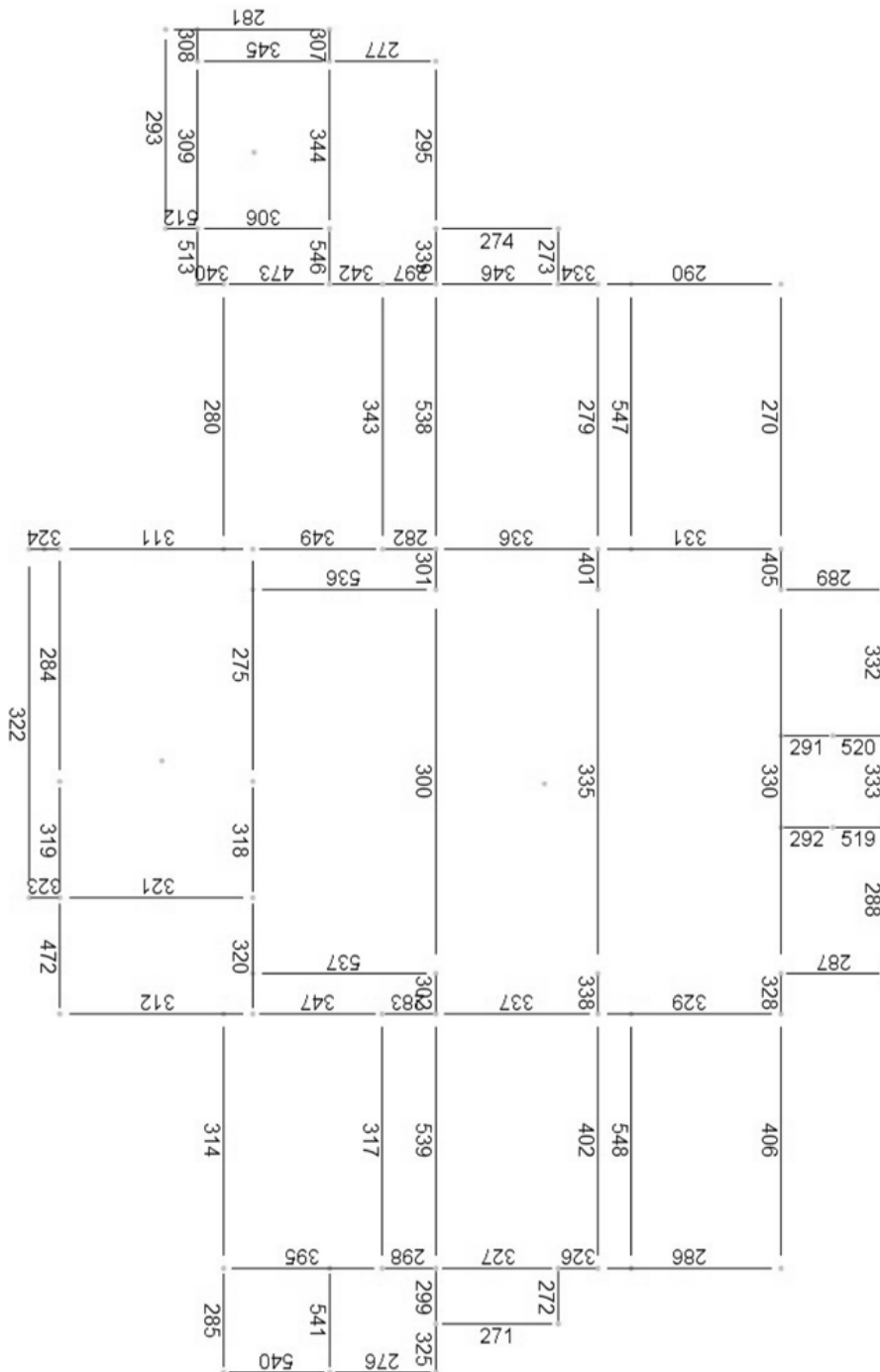


Figura 47 Designación de los elementos en el modelo

La tabla 14 muestra la correlación entre la designación de las vigas en la planta de la estructura y la designación de las mismas en el modelo de RAM.

Beam Equivalence - x direction			Beam Equivalence - z direction		
Structural Plan Designation	Model Designation	Dimension (w x dp)	Structural Plan Designation	Model Designation	Dimension (w x dp)
B01	332	200x300	B50	281	200x820
B02	333	200x300	B51	345	200x1250
B03	288	200x300	B52	277	200x300
B04	270	200x300	B53	512	200x820
B05	405	200x500	B54	306	200x1100
B07	328	200x500	B55	274	200x300
B08	406	same as B04	B87	271	same as B55
B06	330	200x500	B58	340-473-342	200x500
B09	279	200x500	B59	297	200x500
B10	401	200x500	B60	346	200x500
B11	335	200x500	B61	334	200x500
B12	338	200x500	B62	290	200x700
B13	402	200x500	B86	286	same as B62
B14	273	200x300	B63	324	200x650
B15	272	same as B14	B64	311	200x1400
B16	295	200x300	B65	349	200x300
B17	538	200x500	B66	282	200x400
B18	301-300-302	200x500	B80	347	same as B65
B19	539	200x500	B81	283	same as B66
B20	343	200x500	B67	536	200x300
B21	317	same as B20	B75	537	same as B67
B22	307	200x820	B68	336	200x300
B23	344	200x1400	B76	337	same as B68
B24	546	200x500	B69	331	200x700
B25	541	200x300	B77	329	same as B69
B26	275	200x1400	B70	289	200x300
B27	318-320	200x1400	B78	287	same as B70
B28	280	200x300	B71A	291	200x300
B29	314-285	200x300	B71B	520	200x300
B30	308	200x820	B72A	292	same as B71A
B31	309-513	200x1250-1400	B72B	519	same as B71B
B32	293	200x820	B73	323	200x650
B33	284	200x1250	B74	321	200x1150
B34	319-472	200x1250-1400	B79	312	200x500
B35	322	200x650	B82	395	200x400
B36	547	200x700	B83	298	200x500
B37	548	same as B37	B84	327	200x500
			B85	326	200x500
			B88	540-276	200x300

Tabla 14 Correlación entre denominación en plano y en modelo de las vigas

En el apéndice III se puede visualizar la salida brindada por RAM para todas las vigas del nivel analizado.

4.2.3 LOSAS

En este nivel hay presencia de una gran cantidad de losas. Algunas de estas, como son la S201, S202, S203, S204, S205, S206, S207, S208, S209, S210, S211, S212, S213, S214 son losas constituidas mediante viguetas, por lo que el cálculo de las mismas no se realizó en el estudio de ingeniería, ya que el responsable de esta parte del proyecto es la empresa que proveerá las viguetas.

El resto de las losas S216, S217, S218, S219, S220, S221, S222, S223 y S224 son losas que se construirán con hormigón in situ. El cálculo estructural de ellas es análogo al descrito con anterioridad, por lo que sólo se mostraran los resultados obtenidos, los cuales se resumen en la tabla 15. Esta tabla contiene las dimensiones de las losas y el refuerzo que deberá llevar cada una de ellas.

Losas – Nivel de piso – Hormigonadas in situ

Losa	Lx	Ly	Refuerzo Inferior		Refuerzo Superior	
			Dirección x	Dirección z	Dirección x	Dirección z
S216	0.60	2.50	1 ϕ 12 @ 100	1 ϕ 12 @ 100	-	1 ϕ 10 @ 150
S217	3.20	2.50	1 ϕ 12 @ 100	1 ϕ 12 @ 100	-	1 ϕ 10 @ 150
S218	1.05	2.50	1 ϕ 10 @ 200	1 ϕ 10 @ 200	-	-
S219	3.80	0.60	1 ϕ 10 @ 200	1 ϕ 10 @ 200	-	-
S220	6.60	3.65	1 ϕ 12 @ 100	1 ϕ 12 @ 100	-	1 ϕ 10 @ 150
S221	2.20	3.65	1 ϕ 10 @ 200	1 ϕ 10 @ 200	-	-
S222	0.60	6.60	1 ϕ 10 @ 200	1 ϕ 10 @ 200	-	1 ϕ 10 @ 150
S223	3.46	0.76	1 ϕ 10 @ 200	1 ϕ 16 @ 200	1 ϕ 10 @ 200	1 ϕ 16 @ 200
S224	3.46	0.76	1 ϕ 10 @ 200	1 ϕ 16 @ 200	1 ϕ 10 @ 200	1 ϕ 16 @ 200

Tabla 15 Losas – Nivel de piso

Dado que en este nivel se encuentran las losas de las piscinas, y las mismas están sometidas a una carga de tipología diferente a las demás. Se considero adecuado exponer a modo de ejemplo el cálculo de las mismas.

Cálculo de las losas de la pileta (S217 y S220):

Dado que las dos losas son muy similares solo se ejecutara el ejemplo para la losa S217.

Lo primero que se determinó fue la carga por metro cuadrado a la que estas estará sometida la losa. Dicha carga se obtiene empleando la Ec. 16

$$qu = 1,2DL + 1,6LL = 2,22 \frac{tn}{m^2}$$

Una vez conocida esta carga, se procede a determinar la relación L_x/L_y entre las luces de la losa. En función de esta relación, ingresando a la tabla 18-3 del libro "Apuntes del curso de hormigón armado y pretensado", se obtienen los coeficientes m_x y m_y que permitirán calcular el momento flector en cada dirección de la losa. Estos últimos nos permitirán calcular el valor del momento solicitante sobre la losa.

Por medio de la Ec. 17:

$$M_x = \frac{q L_x^2}{m_x} \quad (17)$$

$$M_x = \frac{2,22 \frac{tn}{m^2} \cdot 3,20m^2}{15,91} = 0,45 \text{ tnm}$$

donde q es qu ; L_x es la longitud de la losa en la dirección x-x; y M_x es el momento alrededor de y-y

$$M_y = \frac{q L_y^2}{m_y} \quad (18)$$

$$M_y = \frac{2,22 \frac{tn}{m^2} \cdot 2,50m^2}{42,47} = 0,13 \text{ tnm}$$

Donde q es qu ; L_y es la longitud de la losa en la dirección y-y; y M_y es el momento alrededor de x-x.

Las reacciones en los apoyos son:

$$q_1 = \gamma_1 q L_x \text{ según Ec. (19)}$$

$$q_1 = 0,30 \cdot 2,22 \frac{tn}{m^2} \cdot 3,20m = 2,13 \frac{tn}{m}$$

donde q_1 es la reacción en el apoyo 1 ilustrado en la figura 36; γ_1 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y L_x es la longitud de la losa en la dirección x-x.

$$q_3 = \gamma_3 q L_x \text{ según Ec. (20)}$$

$$q_3 = 0,30 \cdot 2,22 \frac{tn}{m^2} \cdot 3,20m = 2,13 \frac{tn}{m}$$

donde q_3 es la reacción en el apoyo3 ilustrado en la figura 36; γ_3 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y L_x es la longitud de la losa en la dirección x-x.

$$q_2 = \gamma_2 q L_y \text{ según Ec. (21)}$$

$$q_2 = 0,20 \cdot 2,22 \frac{tn}{m^2} \cdot 2,50m = 1,11 \frac{tn}{m}$$

donde q_2 es la reacción en el apoyo 2 ilustrado en la figura 36; γ_2 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y L_y es la longitud de la losa en la dirección y-y.

$$q_4 = \gamma_4 q L_y \text{ según Ec. (22)}$$

$$q_4 = 0,20 \cdot 2,22 \frac{tn}{m^2} \cdot 2,50m = 1,11 \frac{tn}{m}$$

donde q_4 es la reacción en el apoyo 4 ilustrado en la figura 36; γ_4 es un coeficiente que se obtiene de la tabla 18-3; q es igual a qu ; y L_y es la longitud de la losa en la dirección y-y.

Finalmente con los momentos y cortes solicitantes obtenidos se procede al cálculo de la armadura de la losa para cada dirección de la misma.

El cálculo de esta armadura es exactamente igual al de vigas con las siguientes salvedades: se obtiene armadura por metro de ancho de losa; muy raramente se encuentran armaduras al corte y posee una separación máxima de la armadura principal limitada por la expresión 23.

$$S = \begin{aligned} &\leq 2,5 \text{ veces el espesor de la losa} \\ &\leq 25 \text{ veces el diametro de la barra (23)} \\ &\leq 30cm \end{aligned}$$

$$S = \begin{aligned} &\leq 2,5 \cdot 0,20m = 0,50m \\ &\leq 25 \cdot 0,01m = 0,25m \\ &\leq 30cm \end{aligned}$$

4.2.4 CERRAMIENTOS LATERALES – CMU

La figura 48 muestra la designación que recibieron en el modelo numérico de RAM los cerramientos que poseen continuidad vertical en altura.

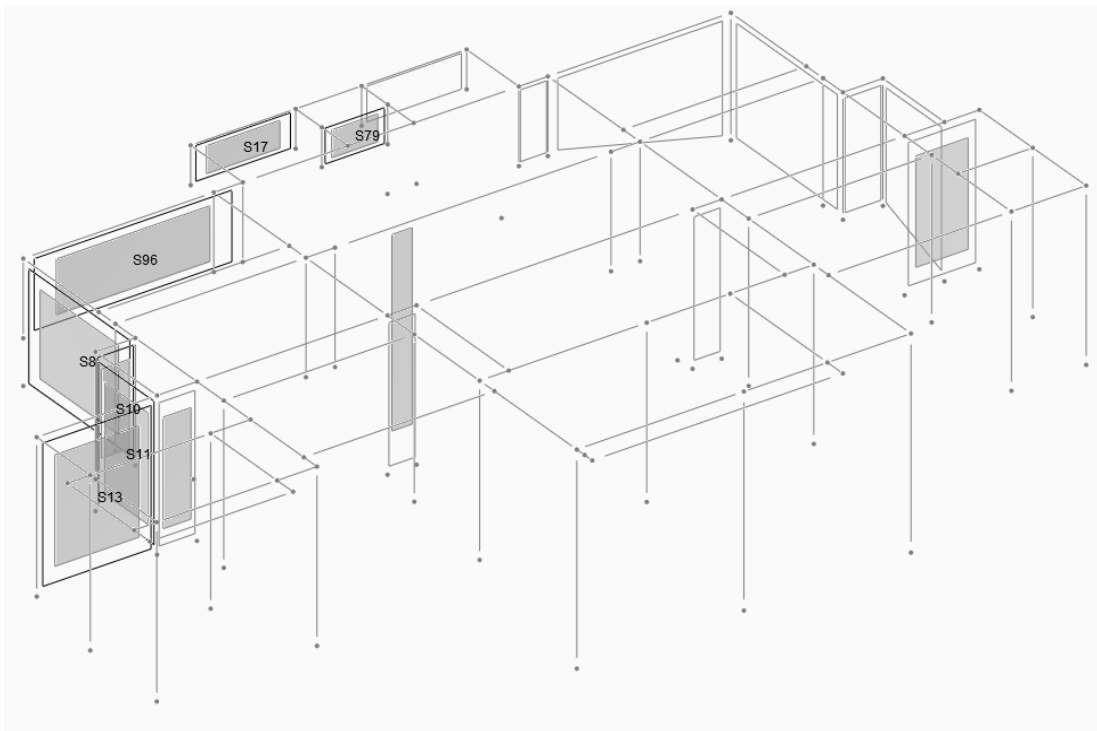


Figura 48 Cerramientos laterales

La tabla 16 muestra la designación de cada cerramiento lateral en el modelo numérico, su localización en el plano y el refuerzo con el cual debe contar.

<i>Designación del cerramiento lateral</i>						
Modelo Ram	Modelo Ram	Modelo Ram				
S13	GL 5 desde A hasta B	1	φ	12	@	610
S11	GL B desde 5 hasta 4	1	φ	16	@	203
S10	GL 4 desde B hasta C	1	φ	10	@	610
S8	GL C desde 4 hasta 2 (ref. vert)	1	φ	12	@	406
S8	GL C desde 4 hasta 2 (ref. horiz)	1	φ	16	@	610
S96	GL 2 desde C hasta E	1	φ	10	@	610
S17	GL 1 desde E hasta F	1	φ	12	@	406
S79	GL 1.4 desde F hasta H	1	φ	12	@	406

Tabla 16 Designación de cada CMU en el modelo numérico

En el Apéndice IV se pueden observar las salidas de RAM correspondientes a los cerramientos laterales.

4.2.5 COLUMNAS

A modo de resumen, se muestran en las tablas 17 y 18 la designación de todas las columnas según los planos, la sección de cada una de ellas, su material de construcción y el refuerzo a colocar.

COLUMNAS						
Designación	Sección	Material	Refuerzo por cara	Refuerzo total	Estribos	Nivel
C01	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a techo
C02	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a techo
C03	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a techo
C04	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a techo
C05	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a techo
C06	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a techo
C07	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C08	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C09	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C10	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C11	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C12	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C13	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C14	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C15	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C16	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C17	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C18	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo

Tabla 17 Sección, material y armadura de columnas

COLUMNAS						
Designación	Sección	Materia l	Refuerzo por cara	Refuerzo total	Estribos	Nivel
C19	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	Fundacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo
C20	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	Fundacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo
C21	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	Fundacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo
C22	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	Fundacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo
C23	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	Fundacion a 1° Nivel
C24	1300x300	H25	1 ϕ 10 @ 150 en cada cara Refuerzo 4 ϕ 12 @ Final		9 S ϕ 0 @ m ²	Fundacion a 1° Nivel
C24A	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo
C24B	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo
C25	1065x300	H25	1 ϕ 10 @ 150 en cada cara Refuerzo 4 ϕ 12 @ Final		9 S ϕ 0 @ m ²	Fundacion a 1° Nivel
	965x200	H25			9 S ϕ 0 @ m ²	1° Nivel a Techo
C25A	200x200	H25	2 ϕ 12	4 ϕ 12	2L ϕ 0 @ 0	Desde nivel de Techo
C25B	200x200	H25	2 ϕ 12	4 ϕ 12	2L ϕ 0 @ 0	Desde nivel de Techo
C26	1065x300	H25	1 ϕ 10 @ 150 en cada cara Refuerzo 4 ϕ 12 @ Final		9 S ϕ 0 @ m ²	Fundacion a 1° Nivel
	965x200	H25			9 S ϕ 0 @ m ²	1° Nivel a Techo
C26A	200x200	H25	2 ϕ 12	4 ϕ 12	2L ϕ 0 @ 0	Desde nivel de Techo
C26B	200x200	H25	2 ϕ 12	4 ϕ 12	2L ϕ 0 @ 0	Desde nivel de Techo
C27	2217x300	H25	1 ϕ 10 @ 150 en cada cara Refuerzo 4 ϕ 12 @ Final		9 S ϕ 0 @ m ²	Fundacion a 1° Nivel
C27A	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo
C27B	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo
C28	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	Fundacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 0 @ 0	1° Nivel a Techo

Tabla 18 Sección, material y armadura de columnas

COLUMNAS						
Designacino	Seccion	Material	Refuerzo por cara	Refuerzo total	Estribos	Nivel
C29	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C30	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C31	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	1° Nivel a Techo
C32	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C33	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
C34	300x300	H25	3 ϕ 20	8 ϕ 20	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C35	300x300	H25	3 ϕ 20	8 ϕ 20	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C36	300x300	H25	3 ϕ 20	8 ϕ 20	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C37	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
C38	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 250	Fondacion a 1° Nivel
C39	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C40	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C41	300x300	H25	3 ϕ 20	8 ϕ 20	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C42	300x300	H25	3 ϕ 20	8 ϕ 20	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C43	300x300	H25	3 ϕ 20	8 ϕ 20	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C44	300x300	H25	3 ϕ 16	8 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Fondacion a 1° Nivel
C47	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Techo
C48	200x200	H25	2 ϕ 16	4 ϕ 16	2L ϕ 10 @ 200	Techo
C45	200x200	Madera		—		1° Nivel a Techo
C46	200x200	Madera		—		1° Nivel a Techo

Tabla 19 Sección, materiales y armadura de columnas

En el apéndice V se pueden visualizar la salida brindada por el RAM para todas las columnas.

A modo de ejemplo se llevará a cabo la verificación de la columna C01

Al ser el procedimiento de cálculo el mismo para todas las columnas, se optó sólo por exponer el de una de ellas.

Primero se expondrá en la figura 50 el croquis brindado por RAM de la columna C01.

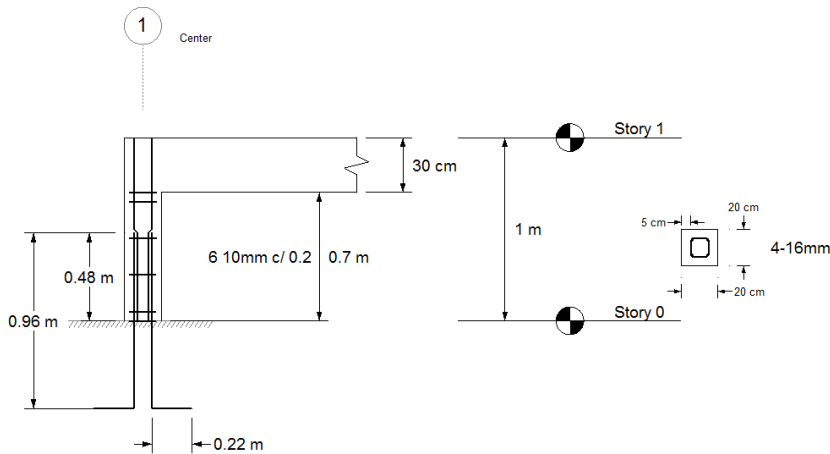


Figura 49 Croquis de columna C01

Características geométricas de la columna C01:

- Dimensiones de la columna: 20cmx20cm
- Recubrimiento de la armadura: 5cm
- Armadura longitudinal: 4 barras ϕ 16
- Ast: 8,04 cm²
- Estribos: 1 ϕ 10 c/20cm

Verificación de la columna a flexión compuesta:

El programa RAM proporciona la combinación dimensionante de esta columna, la cual resulta ser la combinación C35 que está compuesta por los siguientes esfuerzos.

- Pu = 4,20 tn
- Mxx = 0,00 tn
- Myy = 0,19 tnm
- Vu = 0,64 tn

Utilizando el procedimiento expuesto anteriormente, se calculan a través de las Ecs. 29 y 30 las cargas generalizadas.

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{4,20 \text{ tn}}{0,04 \text{ m}^2} = 105 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{M_u}{A_g h} = \frac{0,19 \text{ tnm}}{0,04 \text{ m}^2 \cdot 0,20 \text{ m}} = 23,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Luego, a través de la Ec. 31, se determina la relación entre la distancia de centros de capa de armadura y altura de la columna.

$$\gamma = \frac{h - d - d'}{h} = \frac{0,20 \text{ m} - 0,05 \text{ m} - 0,05 \text{ m}}{0,20 \text{ m}} = 0,5$$

Finalmente, a través del diagrama de interacción correspondiente se determinó que la cuantía necesaria para la columna:

$$\rho_n = 0,01 \text{ (mínimo permitido por el reglamento)}$$

Dado que la cuantía de la columna es:

$$\rho_c = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{8,04 \text{ cm}^2}{400 \text{ cm}^2} = 0,02$$

Se puede afirmar que la columna verifica ya que:

- Mínimo permitido por reglamento < ρ_n < ρ_c

Verificación de la columna a corte:

Valor de la resistencia al corte aportada por el hormigón según Ec.(8)

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 8.333 \text{ N} = 0,83 \text{ tn}$$

De la envolvente de corte que proporciona RAM se determinó que el corte último al que está sometida la columna es:

$$V_u = 0,64 \text{ tn}$$

Determinación de la necesidad de armadura de corte según Ec. 9.

$$V_u \leq \frac{1}{2} \times \phi \times V_c \rightarrow \text{no precisa armadura de corte}$$

$$V_u \leq \phi \times V_c \rightarrow \text{precisa armadura de corte mínima}$$

$$V_u > \phi \times V_c \rightarrow \text{precisa armadura de corte según cálculo}$$

$$\begin{array}{l}
 \leq \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,83 \text{tn} = 1,24 \text{tn} \rightarrow \text{no precisa armadura de corte} \\
 0,64 \text{tn} \leq 0,75 \times 0,83 \text{tn} = 0,62 \text{tn} \rightarrow \text{precisa armadura de corte minima} \\
 > 0,75 \times 0,83 \text{tn} = 0,62 \text{tn} \rightarrow \text{precisa armadura de corte segun cálculo}
 \end{array}$$

Por medio de la Ec. 14 determinamos la armadura de corte según cálculo:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (14)$$

$$V_s = \frac{0,64 \text{tn} - 0,62 \text{tn}}{0,75} = 0,03 \text{tn}$$

Finalmente a través de la Ec. 15 se determina la armadura de corte necesaria.

$$A_s = \frac{V_s \times S}{d \times f_y} \quad (15)$$

$$A_s = \frac{0,03 \text{tn} \times 0,20 \text{m}}{0,1 \text{m} \times 42000 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}} = 0,01 \text{cm}^2$$

Armadura de corte mínima según Ec. 10.

$$\begin{array}{l}
 A_s > \frac{1}{16} \times \sqrt{f'c} \times \frac{b_w \times S}{f_y} \\
 > 0,33 \times \frac{b_w \times S}{f_y} \\
 A_s > \frac{1}{16} \times \sqrt{25} \times \frac{100 \times 10}{420} = 0,74 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \\
 > 0,33 \times \frac{100 \times 10}{420} = 0,79 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}
 \end{array}$$

Por solicitud del cliente para el cálculo de la armadura de corte se empleo un recubrimiento de armadura igual a 5cm.

Para el cálculo de la separación máxima de estribos se tomo un recubrimiento de 2,5cm.

La separación máxima de estribos se calcula mediante la Ec. 11:

$$\text{Caso a: } V_u < 2V_c \rightarrow S \leq d \text{ o } 400 \text{mm}$$

$$\rightarrow S = 200 \text{mm}$$

Por lo que se opta por colocar estribos de 2 ramas de $\phi 10$ c/20cm ($7,85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$)

Se debió colocar esta armadura ya que el cliente no permitía emplear estribos de menor diámetro que 10mm para columnas.

4.3 NIVEL DE FUNDACIÓN DE VILLA 2BV-LOCKOUT

Antes de comenzar con a exponer los resultados obtenidos, se brindará un esquema de esta estructura a través de la figura 51.

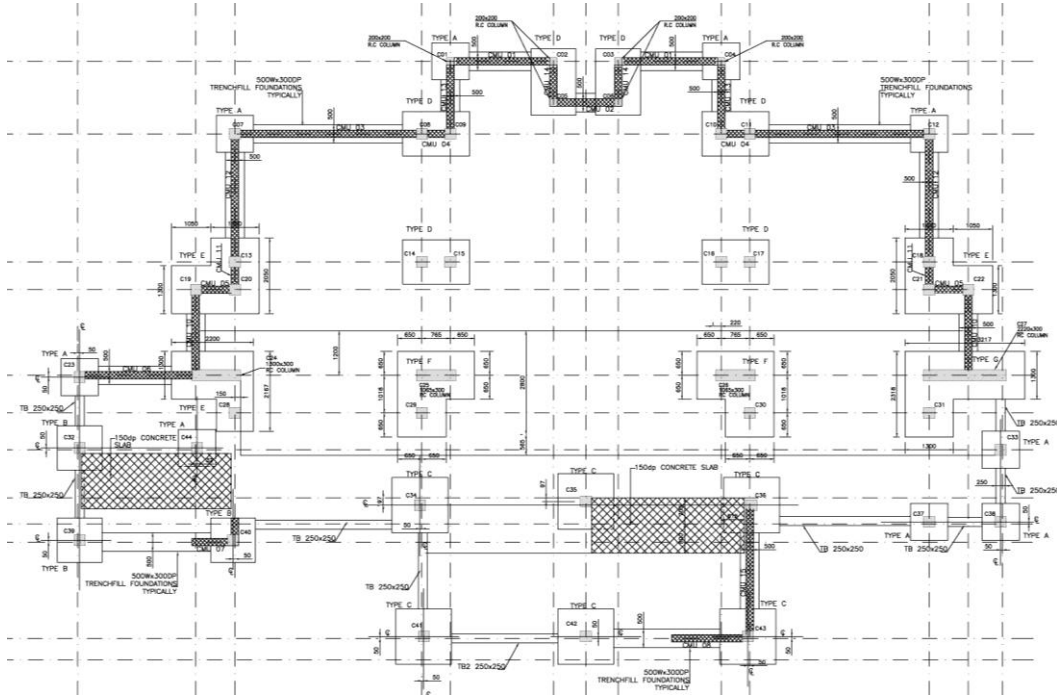


Figura 50 Plano en planta de fundaciones

En la figura 52 se puede observar la designación que posee cada nodo en el nivel de fundación al ser analizado a través del software comercial RAM.

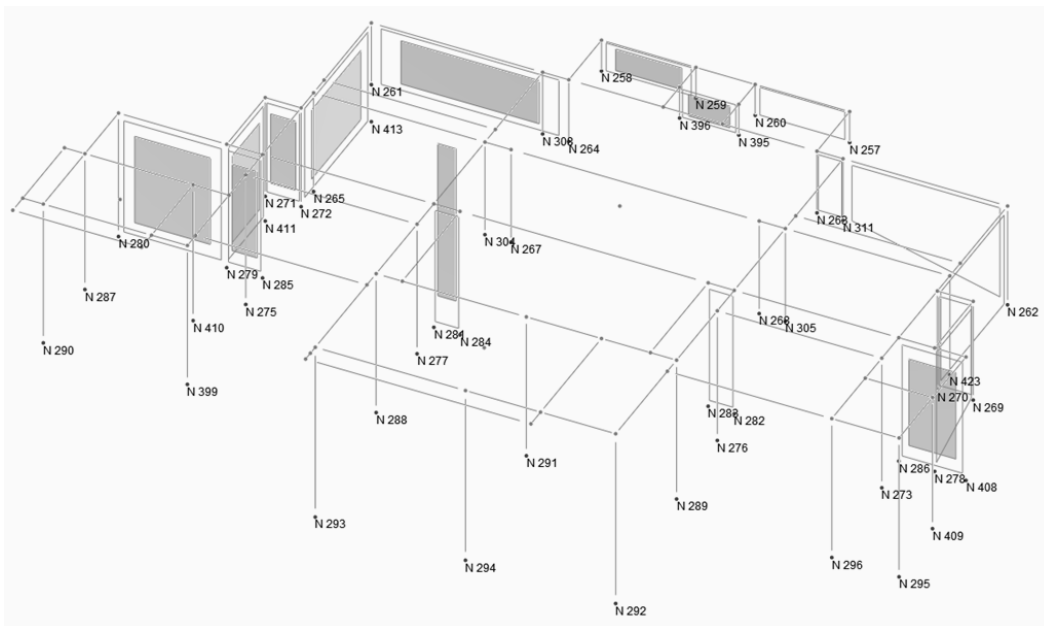


Figura 51 Designación de nodos en programa RAM

4.3.1 ZAPATAS AISLADAS

A continuación en la tabla 20 se exponen todas las zapatas aisladas que integran esta estructura:

Zapatas aisladas			
Tipo	Dimensiones	Refuerzo	Observación
A	1000X1000X300	1 ϕ 12 @ 150	En ambos sentidos
B	1200x1200x300	1 ϕ 12 @ 150	En ambos sentidos
C	1500X1500X400	1 ϕ 12 @ 150	En ambos sentidos
E	1300xLx300	1 ϕ 12 @ 150	En ambos sentidos

Tabla 20 Tipo de zapatas aisladas existentes en la estructura

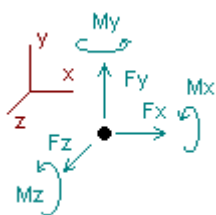
En el apéndice VI se pueden apreciar los cálculos realizados para todas las fundaciones.

A modo de ejemplo se llevará a cabo el cálculo de la zapata aislada tipo “A” 1000x1000x300

El primer paso en el diseño de la zapata fue solicitar al programa de modelación las envolventes de reacción para combinaciones de servicio y últimas.

Las tablas 21 y 22 que se exponen a continuación muestran la salida entregada por RAM, para las reacciones de las envolventes de las combinación de cargas de servicio y ultimas de algunos nodos.

Envolvente de reacción en nodos – Combinaciones de Servicio



Dirección positiva de momentos y fuerzas

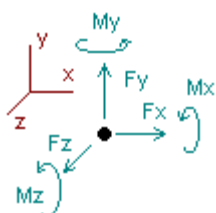
Envolvente de reacción en nodos:

Nodo		Fuerzas						Momentos					
		Fx		Fy		Fz		Mx		My		Mz	
		[Ton]		[Ton]		[Ton]		[Ton*m]		[Ton*m]		[Ton*m]	
260	Max	0.415	S5	3.233	S9	0.025	S8	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	-0.159	S2	0.183	S6	-0.052	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
261	Max	0.598	S5	6.673	S8	1.496	S8	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	0.132	S2	1.870	S3	-1.584	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1

Nodo		Fuerzas						Momentos					
		Fx		Fy		Fz		Mx		My		Mz	
		[Ton]	lc	[Ton]	lc	[Ton]	lc	[Ton*m]	lc	[Ton*m]	lc	[Ton*m]	lc
262	Max	-0.129	S4	6.804	S2	0.605	S8	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	-0.248	S1	2.277	S7	-0.293	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
263	Max	0.737	S1	9.498	S1	0.035	S8	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	0.401	S2	5.618	S2	-0.034	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
409	Max	-0.016	S9	1.888	S1	0.002	S8	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	-0.025	S1	1.472	S8	-0.004	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
410	Max	0.000	S2	12.727	S1	0.000	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	0.000	S5	9.141	S8	0.000	S8	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
411	Max	-0.007	S8	0.717	S1	0.277	S8	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	-0.025	S1	0.485	S6	-0.001	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
413	Max	-0.024	S3	0.826	S9	0.383	S9	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	-0.039	S1	0.247	S6	-0.038	S6	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
423	Max	-0.005	S8	7.094	S1	0.342	S8	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
	Min	-0.025	S5	4.279	S2	-0.758	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1

Tabla 21 Envolvente de reacciones para combinación de cargas de servicio

Envolvente de reacción en nodos – Combinaciones Últimas



Dirección positiva de momentos y fuerzas

Envolvente de reacción en nodos:

Nodo		Fuerzas						Momentos					
		Fx		Fy		Fz		Mx		My		Mz	
		[Ton]	lc	[Ton]	lc	[Ton]	lc	[Ton*m]	lc	[Ton*m]	lc	[Ton*m]	lc
260	Max	2.655	C21	8.616	C21	0.512	C35	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	-2.265	C32	-3.642	C32	-0.573	C22	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
261	Max	3.013	C21	30.588	C21	19.858	C35	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	-2.063	C32	-20.580	C32	-19.856	C22	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
262	Max	0.255	C33	27.269	C20	4.553	C23	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	-0.728	C20	-16.811	C33	-4.136	C34	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
263	Max	2.023	C21	20.329	C21	0.270	C23	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	-0.702	C32	-3.163	C32	-0.274	C34	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
409	Max	-0.008	C33	2.360	C2	0.028	C35	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	-0.036	C20	1.357	C35	-0.029	C22	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
410	Max	0.000	C22	16.237	C2	0.000	C22	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	0.000	C35	9.068	C33	0.000	C35	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
411	Max	0.047	C32	2.006	C23	2.089	C23	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	-0.089	C21	-0.632	C34	-1.745	C34	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1

Nodo		Fuerzas						Momentos					
		Fx [Ton]	lc	Fy [Ton]	lc	Fz [Ton]	lc	Mx [Ton*m]	lc	My [Ton*m]	lc	Mz [Ton*m]	lc
413	Max	0.036	C32	4.216	C23	2.888	C23	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	-0.104	C21	-2.923	C34	-2.453	C34	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
423	Max	0.054	C32	12.034	C21	5.515	C35	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1
	Min	-0.089	C21	1.084	C32	-5.957	C22	0.00000	C1	0.00000	C1	0.00000	C1

Tabla 22 Envolvente de reacciones para combinación de cargas ultimas

Debido a que sólo se está analizando la zapata tipo A, únicamente se precisan las reacciones de los nodos que involucran a está. Por lo tanto, los resultados obtenidos son:

Max. esfuerzo en el Nudo N410 (comb.de servicio) Nudos N261+N143 (comb. ultima)

410	Max	0.000	S2	12.727	S1	0.000	S7	0.00000	S1	0.00000	S1	0.00000	S1
261	Max	3.011	C21	30.583	C21	10.474	C21	0.00000	C21	0.00000	C21	0.00000	C21
413	Max	-0.104	C21	2.853	C21	1.701	C21	0.00000	C21	0.00000	C21	0.00000	C21

$$N_{max} = 12.7tn$$

$$\sigma_{all} = 20 \text{ tn/m}^2$$

$$L = \sqrt{(N_{max} \times 1.05 / \sigma_{all})} = 0.81 \text{ m} \rightarrow L_{ADOPTED} = 1.00m$$

$$h = (L - a) / 4 = 0.18m \rightarrow h_{ADOPTED} = 0.30m$$

$$d = h - 0.05 = 0.25 \text{ m}$$

$$a = 0.30m$$

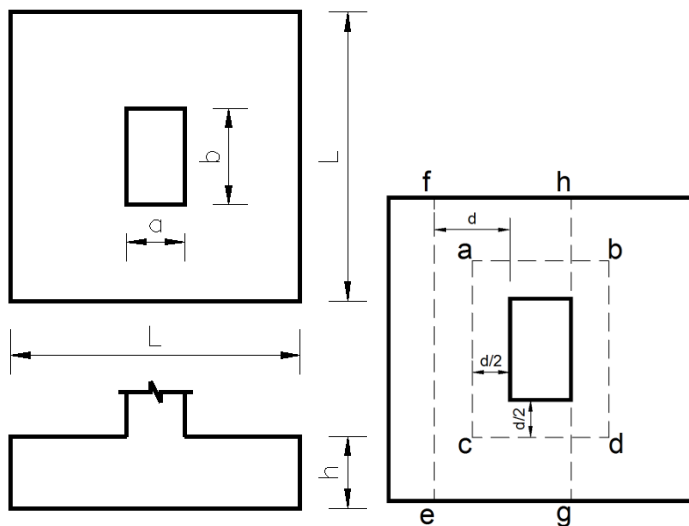
$$b = 0.30m$$

Máxima reacción de servicio

Tensión admisible del suelo

Altura total de la zapata

Altura efectiva de la zapata



$$N^u = 33.4tn$$

$$q^u = N^u / L^2 = 33.4tn/m^2$$

$$A_p = (a + d) \times (b + d) = 0.30 \text{ m}^2$$

$$abcd = 2 \times ((a+d) + (b+d)) = 2.20 \text{ m}$$

(Com. C21)

Tensión ultima en el hormigón

Área delimitada por el perímetro abdc

Perímetro abcd

$$V^u_1 = q^u \times (L \times L - A_p) = 23.38tn$$

$$f^c = 25 \text{ Mpa}$$

Punzonamiento último

$$V_{c1} = 1.65 \times \sqrt{f'c} \times abcd \times d \times 10 = 45.38 \text{tn} \quad \text{Punzonamiento resistido por el hormigón}$$

$$V_1^u = 23.38 \text{tn} < \emptyset V_{c1} \rightarrow \text{OK}$$

$$V_2^u = q^u \times (L \times ((L-a)/2 - d/2)) = 7.52 \text{tn} \quad \text{corte ultimo en la sección e-f}$$

$$V_{c2} = 1.65 \times \sqrt{f'c} \times L \times d \times 10 = 20.63 \text{tn} \quad \text{Resistencia al corte del hormigón en la sección e-f}$$

$$V_2^u = 7.52 \text{tn} < \emptyset V_{c2} \rightarrow \text{OK}$$

$$M_{g-h}^u = q^u \times L \times ((L-a)/2)^2 / 2 = 2.05 \text{tnm} \quad \text{Momento flector ultimo en la sección g-h}$$

$$F_e = M_{g-h}^u / (0.9 \times \emptyset \times F_y \times d) = 2.55 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Se adopta } 1\emptyset 12 @ 15 \text{cm para cada dirección}$$

$$A_{mín} = 0.002 \times 100 \times h = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.3.2 ZAPATA CORRIDA BAJO MUROS

Por último la tabla 23, expone la zapata corrida bajo muro.

Zapata corrida bajo muro			
Tipo	Dimensione	Refuerzo a lo largo	Refuerzo a lo ancho
Típica	500x300	1 ϕ 12 @ 123	1 ϕ 10 @ 150

Tabla 23 Zapata corrida bajo muro

A modo ilustrativo, se desarrollará el cálculo de sólo una de ellas

La tabla 24, que se observa a continuación, muestra el resultado obtenido por el programa RAM al solicitarle la envolvente de reacción para la placa S13.

Envolvente de reacciones en los nodos –Cargas
Carga en placa S13

	Fuerzas [Ton]			Momentos [Ton*m]		
Condición DL=Propio						
FEM: 703	0.46470	2.27094	-0.00396	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	0.56765	2.00119	-0.00151	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	0.57620	1.62137	-0.00063	0.00000	0.00000	0.00000
Condición LL=Sobrecarga de uso						
FEM: 703	0.12707	0.26701	-0.00077	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	0.14490	0.22178	-0.00018	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	0.12669	0.15021	-0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
Condición Lr=Sobrecarga de uso en el techo						
FEM: 703	0.02280	0.06592	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	0.02332	0.04237	-0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	0.02085	0.02388	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
Condición Wxpos=Viento +X						
FEM: 703	-0.24037	-0.07238	0.00128	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	-0.27154	-0.23137	0.00075	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	-0.28437	-0.43806	0.00046	0.00000	0.00000	0.00000
Condición Wxneg=Viento -X						
FEM: 703	0.19834	-0.07061	-0.00178	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	0.21476	0.08436	-0.00066	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	0.21787	0.25952	-0.00043	0.00000	0.00000	0.00000
Condición Wzpos=Viento +Z						
FEM: 703	0.03097	0.22653	0.00301	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	0.03776	0.15613	0.00114	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	0.04026	0.11697	0.00065	0.00000	0.00000	0.00000

Fuerzas [Ton]				Momentos [Ton*m]		
Condición Wzneg=Viento -Z						
FEM: 703	-0.14786	-0.35628	-0.00273	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	-0.14588	-0.22497	-0.00096	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	-0.12972	-0.13653	-0.00053	0.00000	0.00000	0.00000
Condición Wi=Viento interior						
FEM: 703	-0.05351	-0.05816	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	-0.05245	-0.04429	0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	-0.04742	-0.04032	0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
Condición Eqx=Sismo en X						
FEM: 703	-2.83931	0.30123	0.02190	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	-3.03901	-1.46503	0.00846	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	-3.04536	-3.56982	0.00574	0.00000	0.00000	0.00000
Condición Eqz=Sismo en Z						
FEM: 703	0.44148	2.38286	0.02927	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 704	0.42757	1.38537	0.01044	0.00000	0.00000	0.00000
FEM: 705	0.37202	0.71339	0.00598	0.00000	0.00000	0.00000

Tabla 24 Envolvente de reacciones para placa S13

Longitud de la zapata de fundación del muro: 1.97 m

N_{tot}: DL+LL+LR (Conservativamente)

N_{tot} : 5.89 + 0.63 + 0.12 = 6.64tn

N_{max}/L= 3.37tn/m

Máxima reacción de servicio

$\sigma_{all} = 20 \text{ tn/m}^2$

Tensión admisible del suelo

$L = (N_{max} \times 1.05 / \sigma_{all}) = 0.17 \text{ m} \rightarrow L_{ADOPTED} = 0.50\text{m}$

$h = (L - a) / 4 = 0.08\text{m} \rightarrow h_{ADOPTED} = 0.30\text{m}$

Altura total de la zapata

$d = h - 0.05 = 0.25 \text{ m}$

Altura efectiva de la zapata

$a = 0.20\text{m}$

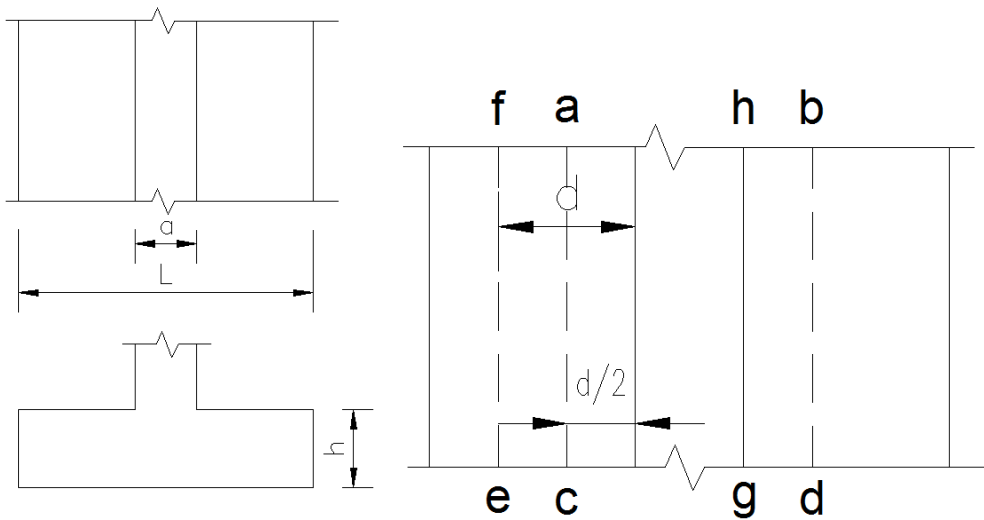


Figura 52 Zapata corrida

Finalmente se procede a través de los parámetros anteriormente definidos a la verificación de la misma.

El primer paso es determinar la tensión del hormigón mediante la Ec.51

$$q_u = \frac{N_{max}}{L}$$

$$q_u = \frac{3,47 \frac{tn}{m}}{0,5 m} = 6,74 \frac{tn}{m^2}$$

donde N_{max} es la máxima acción del muro sobre la zapata corrida; y L es el ancho de la zapata corrida

Luego se determina el área y el perímetro de apoyo del muro por medio de las Ecs. 52 y 53.

$$A_p = (a + d) \times (b + d) \quad \text{Área delimitada por el perímetro abcd}$$

$$A_p = (0,20m + 0,25m) \times 1,97m = 0,89m^2$$

$$abcd = 2 \times ((a + d) + (b + d)) \quad \text{Perímetro abcd}$$

$$abcd = 2 \times ((0,20m + 0,25m) + (1,97m)) = 4,84m$$

Punzonamiento

Primero se debe determinar el corte al que será sometido el hormigón por medio de la Ec.54

$$V_{u1} = q_u \times (L_t \times L - A_p)$$

$$V_{u1} = 6,74 \frac{tn}{m^2} \times (1,97m \times 0,5m - 0,89m^2) = 0,64 tn$$

donde V_{u1} es el punzonamiento; q_u es la tensión del hormigón; L_t la longitud de la zapata; L es el ancho de la zapata; y A_p el área delimitada por el perímetro abcd.

El punzonamiento resistido por el hormigón según Ec. 55 es:

$$V_{c1} = 1.65 \times \sqrt{f'_c} \times abcd \times d \times 10$$

$$V_{c1} = 1.65 \times \sqrt{25} \times 4,84m \times 0,25m \times 10 = 99 tn$$

donde f'_c es la resistencia característica del hormigón; abcd es el perímetro abcd; y d es a altura efectiva de la zapata.

Dado que se cumple:

$$V_{u1} \leq \phi V_{c1}$$

$$0,64 \text{ tn} \leq 0,75 \times 99 \text{ tn}$$

la zapata verifica al punzonamiento.

Corte

Primero se debe determinar el corte último, en la sección e-f, al que estará sometida la pieza por medio de la siguiente Ec. 57

$$V_{u2} = q_u \times (L_t \times (\frac{L-a}{2} - \frac{d}{2}))$$

$$V_{u2} = 6,74 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \times (1,97\text{m} \times (\frac{0,5\text{m}-0,20\text{m}}{2} - \frac{0,25\text{m}}{2})) = 0,33 \text{ tn}$$

donde V_{u2} es el corte último en la sección e-f; q_u es la tensión última del hormigón; L es el ancho de la zapata; L_t es la longitud total de la zapata; a es el ancho del muro que apoya en la zapata; y d es la altura efectiva de la zapata

Luego se debe determinar la resistencia al corte que brinda el hormigón, dicho valor se obtiene empleando la Ec. 58

$$V_{c2} = 1.65 \times \sqrt{f'_c} \times L \times d \times 10$$

$$V_{c2} = 1.65 \times \sqrt{25} \times 0,5\text{m} \times 0,25\text{m} \times 10 = 10,31 \text{ tn}$$

donde f'_c es la resistencia característica del hormigón; L es el ancho de la zapata; y d es la altura efectiva de la zapata

Como se cumple

$$V_{u2} \leq \phi V_{c2}$$

$$0,33 \text{ tn} \leq 0,75 \times 10,31 \text{ tn}$$

la zapata verifica al corte.

Flexión

Primero se debe determinar el momento flector en la sección g-h. Para ello se emplea la Ec.60

$$M_{ug-h} = \frac{q_u \times L_t \times (\frac{L-a}{2})^2}{2}$$

$$M_{ug-h} = \frac{6,74 \frac{tn}{m^2} \times 1,97m \times \left(\frac{0,5m - 0,20m}{2}\right)^2}{2} = 0,15 \text{ tnm}$$

donde q_u es la tensión última del hormigón; L es el ancho de la zapata; L_t es la longitud total de la zapata; y a es el ancho del muro que apoya sobre la zapata.

Finalmente, se determina la armadura necesaria mediante Ec.61

$$F_e = \frac{M_{ug-h}}{(0,9 \times \emptyset \times f_y \times d)}$$

$$F_e = \frac{0,15 \text{ tnm}}{\left(\emptyset \times 42000 \frac{tn}{m^2} \times 0,25m\right)} = 0,18 \text{ cm}^2$$

donde M_{ug-h} es el momento flector último en la sección g-h; \emptyset es el coeficiente de minoración de resistencia empleado; f_y es la tensión de fluencia del acero; y d es la altura efectiva de la zapata

Es importante considerar que la armadura calculada, por reglamento, nunca podrá ser menor a la determinada por la Ec. 62

$$A_{min} = 0,002 \times 100 \times h \left[\frac{\text{cm}^2}{m} \right]$$

$$A_{min} = 0,002 \times 100 \times 0,30m \left[\frac{\text{cm}^2}{m} \right] = 0,06 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

La armadura de la zapata corrida típica es $1 \emptyset 10 \text{ c/ } 0,50m \rightarrow 1,57 \frac{\text{cm}^2}{m}$

4.4 MEMORIAS Y PLANOS

Una vez finalizado el cálculo de todos y cada uno de los componentes estructurales, de cada una de las estructuras, de cada una de las villas analizadas, se procedió a la realización de los planos y las memorias de cálculo.

Las memorias consistieron en exponer toda la información anteriormente descrita, más las salidas obtenidas del programa comercial RAM.

Los planos de esta estructura en particular (2BV-Lockout) se pueden apreciar en el apéndice VII.

CAPITULO 5: CONCLUSIONES

Sobre el trabajo con programas de cálculo

- ✓ El trabajo con software de cálculo permite obtener rápidamente los resultados planteando distintas alternativas.
- ✓ Es importante modelar correctamente la estructura para asegurarse de obtener resultados apropiados.
- ✓ No se debe tener confianza ciega en el programa y el operario debe poder prever los resultados para evitar errores provenientes de una mala modelación.
- ✓ Los programas de modelado numérico no permiten generar estructuras tal cual son en la realidad, por lo que se deben tomar hipótesis de comportamiento de las estructuras para poder modelarlas.
- ✓ Siempre es bueno realizar algún cálculo a mano alzada para llevar de un control sobre los resultados emitidos por el modelo numérico.

Sobre el trabajo en composición de planos y redacción de memorias de cálculo

- ✓ Se deben presentar los datos de la manera más clara y ordenada posible, considerando que otras personas trabajarán con esta información.

Sobre el trabajo en equipo

- ✓ Es preciso reconocer cuándo una dificultad sobrepasa las propias posibilidades y se debe pedir consejo a alguien más experimentado.
- ✓ Debe haber buena comunicación entre los miembros de un equipo de trabajo para optimizar el esfuerzo y los resultados.

Sobre la experiencia personal en la práctica supervisada

- ✓ Este trabajo fue una gran oportunidad de aplicar los conocimientos y el criterio adquirido a lo largo de la carrera. Además, la posibilidad de realizar una tarea propia del campo del ingeniero civil acompañado por profesionales del área que permitió madurar aprendizajes obtenidos en la universidad.

Por otro lado, el hecho de que se trabajara en una obra que se llevará a cabo aumenta la responsabilidad y la intención de realizar un buen trabajo, mucho más que cualquier actividad en la facultad. Esto le dio más intensidad a la práctica.

Por las condiciones del trabajo, la información se debía transmitir en inglés, situación que resulto sumamente provechosa no solo por permitirme reforzar los conocimientos sobre vocabulario técnico adquiridos en la FCEFyN, sino también por ampliar más aún sus horizontes.

BIBLIOGRAFIA

Libros

Carlos Larsson; "Apuntes del curso de Hormigón Armado y Pretensado"; Córdoba, Argentina, 2008

Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer, Francisco Morán Cabré; "Hormigón Armado"; Barcelona, España, 2000.

Ing. Roberto Morales Morales; "Diseño de Concreto Armado"; Colombia, 2000.

Dr. Ing. Román Ferreras; "Manual de Hormigón Armado"; 1999.

Arthur H. Nilson, David Darwin, Luis Eduardo Yamín L.; "Diseño de estructuras de Concreto"; decimosegunda edición.

Benno Löser; "Hormigón Armado, métodos de cálculo y dimensionamiento con tablas y ejemplos numéricos"; Colombia, 2000.

Reglamentos

ACI-318, Building Code Requirements for Structural Concrete - "American Concrete institute"

IBC-2012, International Code Council .INC – "International Building Code"

ASCE-2007 , American Society of Civil Engineers – "Minimum Design Loads for Buildings and Others Structures", Reston, VA, 2007

Memorias de Cálculo

Fragueiro & Novillo; "Freedom Bay – Memoria de Cálculo – Cálculo y Diseño Estructural – 1 BCliff – 1 Stack", Córdoba, Argentina, 2014

Fragueiro & Novillo; "Freedom Bay – Memoria de Cálculo – Cálculo y Diseño Estructural – 1 BV – Type 6", Córdoba, Argentina, 2014

Fragueiro & Novillo; "Freedom Bay – Memoria de Cálculo – Cálculo y Diseño Estructural – 2 BV – 15 - Lockout", Córdoba, Argentina, 2014

Fragueiro & Novillo; "Freedom Bay – Memoria de Cálculo – Cálculo y Diseño Estructural – 2 BV – 10 - No Lockout", Córdoba, Argentina, 2014