



Universidad Nacional

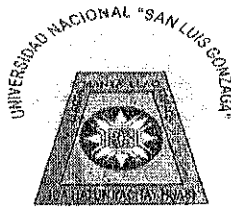
SAN LUIS GONZAGA



Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional

Esta licencia permite a otras combinar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial, siempre y cuando den crédito y licencia a nuevas creaciones bajo los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0>



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE INVESTIGACION

EVALUACION DE ORIGINALIDAD - 2022

N° 154 – 92806199 / 2022

CONSTANCIA

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento **INFORME FINAL DE TESIS** cuyo título es:

**ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE
PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA**

presentado por:


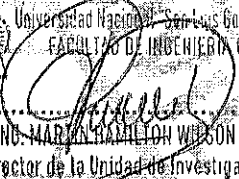
CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **3% de similitud** por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Ica, 18 noviembre 2022.


DAVID MOTTA HUÁYANCA
Técnico Operador Tecnológico


Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" Ica
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

DR. ING. MARTÍN HAMILTON WILSON HUAMÁNCHUMO
Director de la Unidad de Investigación de la FIC

UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”
VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN
Facultad de Ingeniería Civil



Análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un
pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco,
departamento de Ica

Línea de investigación:
Ciencias naturales, ingeniería y tecnologías sostenibles

Autora:
KATHERINE LISSETT CHAVEZ BELLIDO

Ica – Perú
2022

Dedicatoria

A mi madre por su apoyo, quien me motivo en la culminación del anhelo máspreciado.

A los docentes de la facultad de ingeniería civil, por su sabiduría en cada clase.

A mi alma máter la universidad nacional “San Luis Gonzaga” de Ica por la formación.

Agradecimientos

A mis padres, hermana y abuela, por enseñarme a enfocarme a cumplir mis metas y por brindarme con su ejemplo la solidaridad. Especialmente porque estuvieron presentes y sin su ayuda no habría logrado desarrollar con éxito mi tesis.

ÍNDICE DE CONTENIDO

Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
I. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1 Problema de investigación.....	13
1.1.1 Problema general.....	13
1.1.2 Problemas específicos	13
1.2 Justificación	14
1.2.1 Desde el punto de vista teórico	14
1.2.2 Desde el panorama social	14
1.2.3 Desde el nivel práctico	14
1.3 Objetivos	14
1.3.1 Objetivo general.....	14
1.3.2 Objetivos específicos	15
1.4 Hipótesis	15
1.4.1 Hipótesis general.....	15
1.4.2 Hipótesis específicas	15
1.5 Antecedentes del problema de investigación.....	16
1.5.1 Antecedentes a nivel internacional.....	16
1.5.2 Antecedentes a nivel nacional.....	17
1.5.3 Antecedentes a nivel local	18
II. ESTRATEGIA METODOLÓGICA.....	19
2.1 Variables de investigación.....	19
2.1.1 Identificación de variables	19
2.1.2 Operacionalización de variables	19
2.2 Estrategia metodológica y metodología de la investigación	20
2.2.1 Tipo, nivel y diseño de investigación	20
2.3 Población y muestra materia de investigación.....	20
2.3.1 Población de estudio.....	20
2.3.2 Muestra de estudio.....	20
2.3.3 Técnicas e instrumentos de investigación.....	20
2.3.4 Técnicas de recolección de datos	21
2.3.5 Instrumentos de recolección de datos	22
2.3.6 Técnicas de procesamiento de datos, análisis e interpretación de resultados	

III.	RESULTADOS.....	23
3.1	Presentación e interpretación de resultados.....	23
3.1.1	Descripción de la arquitectura.....	23
3.1.2	Descripción de la estructura.....	24
3.1.3	Estudio de suelos.....	27
3.1.4	Elección del sistema estructural y predimensionamiento de elementos estructurales.....	32
3.1.5	Modelo numérico basado en elementos finitos de la superestructura:.....	37
3.1.6	Análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes.....	41
3.1.7	Análisis sísmico dinámico modal espectral.....	45
3.1.8	Diseño de la cimentación.....	76
3.2	Comprobación de hipótesis.....	86
3.2.1	Contrastación de hipótesis general.....	86
3.2.2	Contrastación de hipótesis específicas.....	86
IV.	DISCUSIÓN.....	87
4.1	Discusión de los resultados:.....	87
4.1.1	Discusión 1:.....	87
4.1.2	Discusión 2:.....	87
4.1.3	Discusión 3:.....	88
4.1.4	Discusión 4:.....	89
V.	CONCLUSIONES.....	91
VI.	RECOMENDACIONES.....	93
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	94
VIII.	ANEXOS.....	96

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Operacionalización de variables	19
Tabla 2 Dirección y ubicación del terreno de estudio - Paracas	27
Tabla 3 Número de calicatas y profundidad	28
Tabla 4 Resultados de Ensayo Estándar - SUCS	30
Tabla 5 Solución del Ensayo de Corte Directo	30
Tabla 6 Resultados del Ensayo Químico del suelo	31
Tabla 7 Exposición a sulfatos y tipo de cemento recomendado ACI 318-19 [23]	32
Tabla 8 Los peraltes mínimos de vigas	34
Tabla 9 Propiedades mecánicas del concreto reforzado	38
Tabla 10 Porcentaje de masa participativa de cada modo de vibración.....	48
Tabla 11 Control de desplazamiento relativo de entrepiso	53
Tabla 12 Diseño a corte de viguetas	57
Tabla 13 Cargas actuantes factoradas: Pu-Mu.....	63
Tabla 14 Resistencia nominal P_n , M_n	65
Tabla 15 Resistencia nominal reducida ϕP_n , ϕM_n	66
Tabla 16 Características de la sección	66
Tabla 17 Diseño por capacidad	69
Tabla 18 Cargas actuantes factoradas Pu-Mu.....	72
Tabla 19 Resistencia nominal de la sección $P_n - M_n$	73
Tabla 20 Resistencia nominal reducida	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vista en planta, elevación y cortes de la arquitectura planteada	23
Figura 2. Ubicación del terreno para el estudio, obtenido de Google earth.....	27
Figura 3. Sistema estructural de la edificación en evaluación	33
Figura 4. Cálculo de área tributaria de columnas centradas, de esquina y de borde	35
Figura 5. Predimensionamiento de columnas por carga vertical	36
Figura 6. Perspectiva del modelo en 3D del edificio elaborado en Etabs.....	37
Figura 7. Determinación de las propiedades mecánicas elásticas de los materiales.....	38
Figura 8. Definición de secciones de columnas y vigas.	39
Figura 9. Patrones de cargas obtenidas del Etabs	40
Figura 10. Distribución de los patrones de carga Viva, Sd, Tab y Live up	40
Figura 11. Programación de la masa sísmica en Etabs	41
Figura 12. Modelo del principio de acoplamiento de masas concentradas Vlacev [28]..	42
Figura 13. Descripción de los patrones de carga sísmica lateral equivalente en Sex, Sey	42
Figura 14. Programación del cálculo análisis sísmico estático en las dos direcciones: dir. x, dir. y	44
Figura 15. Resultados de la cortante basal del análisis sísmico estático equivalente	44
Figura 16. Aplicación de las fuerzas sísmicas en las masas concentradas de entrepiso .	45
Figura 17. Tres primeros modos principales de vibración de la estructura	48
Figura 18. Interpretación del porcentaje de masa participativa	49
Figura 19. Espectro inelástico de diseño de la norma E.030 [1].....	51
Figura 20. Mapa de zonificación sísmica de la norma E.030 [1]	51
Figura 21. Espectro de diseño inelástico para cada dirección de análisis.....	52
Figura 22. Momentos de diseño en el eje x-x de la losa aligerada del techo del primer piso	54
Figura 23. Momento de diseño (M^{+} y M^{-}) para la vigueta más solicitada.....	54

Figura 24. Diseño a flexión de viguetas.....	55
Figura 25. Diagrama de fuerzas cortantes en losa aligerada (tonf/m)	56
Figura 26. Diagrama de fuerzas cortantes en viguetas.....	56
Figura 27. Diagrama de momentos envolvente Mu 3-3	58
Figura 28. Diseño por flexión de vigas	58
Figura 29. Estimación de la cortante de diseño	59
Figura 30. Estimación de la cortante de diseño Moehle, J.....	59
Figura 31. Diagrama de fuerzas cortantes tnf, para $W_u = 1.2D + 0.5L$	60
Figura 32. Secciones de viga y refuerzo asignado	61
Figura 33. Diagrama de interacción en elementos a flexo-compresión por Wight [29].	62
Figura 34. Ubicación de columna C-11, en B/3.....	62
Figura 35. Construcción del diagrama de interacción con el Section Designer de Etabs	64
Figura 36. Resultados del diagrama de interacción para la sección definida del Etabs..	64
Figura 37. Separación de las barras longitudinales en sección.....	67
Figura 38. Diagramas de interacción para ambas direcciones Pm3 y Pm2	68
Figura 39 Fuerza cortante de diseño de columna.....	69
Figura 40. Diseño de refuerzo transversal para zona de confinamiento	70
Figura 41. Detalle de refuerzo de confinamiento en columnas.....	71
Figura 42. Placa en el eje 2 / C-D	71
Figura 43. Sección transversal de Placa PL-02 en análisis	71
Figura 44. Diseño a flexocompresión de placas	74
Figura 45. Diseño a flexo-compresión de placa PL-02.....	75
Figura 46. Definición de cimentación el Safe V.12.3	76
Figura 47. Presiones por cargas de gravedad – Combo: Servicio.....	76
Figura 48. Presiones por cargas de sismo positivo en X.....	77

Figura 49. Presiones por cargas de sismo negativo en X.....	77
Figura 50. Presiones por cargas de sismo positivo en Y.....	78
Figura 51. Presiones por cargas de sismo negativo en Y.....	78
Figura 52. Momentos de diseño en la dirección x-x.....	79
Figura 53. Momento último de diseño en x-x, $M1-1 = 52.38$ ton-m.....	80
Figura 54. Acero de refuerzo a flexión en la dirección X-X, $\emptyset 5/8''@12.5$ cm c/c.....	80
Figura 55. Momentos de diseño en la dirección y-y.....	81
Figura 56. Momento último de diseño en y-y, $M2-2 = 28.13$ ton-m.....	81
Figura 57. Acero de refuerzo a flexión en la dirección y-y, $\emptyset 5/8''@12.5$ cm c/c.....	82
Figura 58. Cortante máxima actuante en la cimentación.....	82
Figura 59. Cortante máxima actuante en la cimentación $V_u=36.346$ tonf.....	83
Figura 60. Momentos de diseño actuantes en las vigas de cimentación, $M_u = 5.013$	84
Figura 61. Cortante actuante de diseño en vigas de cimentación $V_u = 10.78$ tonf.....	84
Figura 62. Diseño de viga de cimentación.....	85

RESUMEN

En este trabajo de investigación se ha realizado el análisis y diseño estructural de una edificación destinada al uso de comisaría ubicada en Paracas, Ica. Los tres pisos que componen esta edificación serán empleadas como comisaría del área especializada de turismo para la respuesta inmediata ante las emergencias para el servicio de la seguridad ciudadana en beneficio del incremento en el sector turismo en la Reserva de Paracas, provincia de pisco.

En primer lugar, se definió la parte funcional, según los requerimientos y funciones por los efectivos policiales; esto fue plasmado en los planos de arquitectura. En segundo lugar, se desarrolló la estructuración en base a la arquitectura desarrollado de la programación arquitectónica de la Directiva N°04-13-2016-DIRGEN-PNP/DIRNGI-B, y el predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales, por lo que ha sido relevante realizar el metrado de cargas teniendo en consideración las indicaciones de la norma E.020 “Cargas”.

En tercer lugar, se realizó el análisis sísmico según los lineamientos de la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”. Para ello se realizó el análisis sísmico estático y dinámico; una vez cumpliendo con las exigencias de la norma se usaron estos resultados para el proceso de diseño estructural. En cuarto lugar, se realizó el diseño de losas aligeradas, vigas, columnas, placas y escalera de acuerdo a la Norma E.060 “Concreto Armado”. Finalmente, se realizó el diseño de la cimentación según las Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones” y E.060.

Palabras claves: Diseño Sismorresistente, Análisis Sísmico Estático, Análisis Sísmico Dinámico.

ABSTRACT

In this research work, the analysis and structural design of an edition intended for the use of the police station located in Paracas, Ica have been carried out. The three floors that make up this building will be used as the police station of the specialized tourism area for immediate response to emergencies for the citizen security service to benefit the increase in the tourism sector in the Paracas Reserve, province of Pisco.

First, the functional part was defined, according to the requirements and functions by the police officers; This was reflected in the architectural plans. Second, verify the structuring based on the developed architecture of the architectural programming of Directive No. 13-13-2016-DIRGEN-PNP / DIRNGI-B, and the pre-dimensioning of the different structural elements, for which it has been It is relevant to carry out the loading method taking into account the indications of the standard E.020 "Loads".

Third, the seismic analysis was carried out according to the guidelines of Standard E.030 "Seismic-resistant Design". For this, static and dynamic seismic analysis was performed; Once the requirements of the standard have been met, use these results for the structural design process. Fourth, the design of the lightened, beams, columns, plates and stairs was carried out according to standard E.060 "Reinforced Concrete". Finally, the design of the foundation was carried out according to standards E.050 "Soils and Foundations" and E.060.

Key words: Seismic-resistant Design, Static Seismic Analysis, Dynamic Seismic Analysis.

I. INTRODUCCIÓN

Este trabajo de tesis se basa en el desarrollo integral de un proyecto de edificación correspondiente a concreto armado: el análisis y diseño de la edificación se ha realizado empleando programas de diseño fundamentado para el proceso de elementos finitos. El tema del trabajo permite desarrollar y profundizar en los conceptos desarrollados en el pregrado, sobre todo en la dinámica de estructuras y el diseño estructural sismorresistente, pues se pusieron en práctica los conceptos de mecánica estructural y resistencia de materiales sometidos a cargas estáticas y dinámicas.

Como objetivo principal del trabajo es el análisis sísmico estático y dinámico lineal de la edificación destinada a uso comisaría, iniciando con datos generales de arquitectura. Se obtuvo como producto final una configuración estructural con características sismorresistente, según las exigencias del código actual R.N.E, en específico cumpliendo con la norma E.030 [1] y la norma E.060 [2]. Además, se plasmaron estos resultados en planos de detalle de construcción. Es necesario aclarar que estos planos se pueden considerar como un anteproyecto, pues los planos utilizables para una ejecución como parte del expediente técnico deben ser debidamente visados por un ingeniero habilitado.

El alcance del proyecto comprende la estructura de tres niveles más azotea, ya que el trabajo de tesis está enfocado en el análisis dinámico de la edificación.

En la metodología del trabajo se consideró el uso de herramientas computarizadas como soporte de este trabajo para su exposición. Se emplearon programas en ingeniería software de uso comercial como es el Etabs, Safe. Ambos programas de ingeniería están fundamentados en el criterio de elementos finitos. Esta metodología forma parte de los más actuales para resolver problemas de ingeniería y representan elevado grado de confianza a los resultados que se obtienen de ellos.

La metodología de elementos finitos, es ampliamente usado en ingeniería para resolver problemas, no solo en el campo de las deformaciones pequeñas de las estructuras, si no más aún en el campo del análisis no lineal de estructuras; usado para análisis complejos y sofisticados como: Abaqus, Diana, Ansys, Atena, etc. Posteriormente, para la etapa de diseño, se siguieron los procedimientos racionales exigidos en la norma E.060 [2]. Para este propósito se empleó el uso del Excel para la programación de hojas de cálculo, que fueron empleados como apoyo para sistematizar el procedimiento de los diseños y el cálculo de cada elemento estructural.

Con respecto del análisis sísmico de la edificación fue basada en la verificación de los desplazamientos laterales del entrepiso, como demanda la norma E.030 [1]. Este concepto es ampliamente reconocido en la ingeniería como un parámetro de control para el buen

desempeño sísmico de las edificaciones. Pues se ha demostrado a través de la experiencia de los sismos y trabajos experimentales, que el nivel de daño en una estructura esta bien correlacionada con el nivel de desplazamiento lateral que se puedan desarrollar en ellas producto de la carga del sismo.

Finalmente, se aclara que este trabajo es del tipo aplicativo, pues la metodología empleada está claramente establecida en los códigos de diseño de edificaciones. Sin embargo, la complejidad del los temas involucrados en la ingeniería sismorresistente, hacen que este trabajo contribuyan a ser una fuente más en la literatura para el uso e interpretación adecuada de nuestra normatividad vigente RNE.

1.1 Problema de investigación

Los problemas relacionados con la acción sísmica en la Región de Ica esta localizada en el mapa del Cinturón de Fuego del Pacífico, y existe mayor acción sísmica que trae como consecuencias grandes terremotos destructivos. Luego del terremoto ocurrido el año 2007 en la provincia de Pisco, se determinó de la deficiencia para la aplicación del Análisis Sísmico Estático y Análisis Sísmico Dinámico en las edificaciones y la omisión del uso de la Norma Técnica vigente de la E030 [1]. Mayormente de los casos el análisis estructural es estrictamente lineal, aunque al ser muy rígida la estructura este no cuenta con el comportamiento adecuado y carece de los efectos no lineales para afrontar las fuerzas horizontales de un sismo. Asimismo, la estructura debe cumplir con las tres condiciones de: estabilidad, resistencia y rigidez.

Por ello esta problemática ligada a la realidad actual que acontece nuestra Región de Ica, comprende resolver la influencia de la aplicación del Análisis Sísmico en el diseño de una edificación ubicada en una zona sísmica $Z=4$. Analizo la problemática, es apropiado la formulación del problema:

1.1.1 Problema general

Medida en que influye la aplicación del Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de un Pabellón de la Comisaría de Paracas, Provincia de Pisco, Departamento de Ica.

1.1.2 Problemas específicos

La primera: ¿En qué medida influye el predimensionamiento de los elementos estructurales para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de un Pabellón de la Comisaría de Paracas, Provincia de Pisco, Departamento de Ica?.

La segunda ¿En qué medida influye el cálculo de los periodos fundamentales de la estructura para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de un Pabellón de la Comisaría de Paracas, Provincia de Pisco,

Departamento de Ica?

La tercera: ¿En qué medida influye la obtención de las derivas de las estructuras para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de un Pabellón de la Comisaría de Paracas, Provincia de Pisco, Departamento de Ica?

Y la cuarta: ¿En qué medida influye las fuerzas internas para el Diseño Estructural de un Pabellón de la Comisaría de Paracas, Provincia de Pisco, Departamento de Ica?

1.2 Justificación

Siguiendo la secuencia del nuevo esquema del informe final de tesis se expone la justificación del problema.

1.2.1 Desde el punto de vista teórico

La investigación comprende el desempeño sísmico de un pabellón de tres pisos con una azotea, aplicando el análisis sísmico estático y dinámico. La infraestructura estará constituida por un sistema estructural conformado muros estructurales y pórticos.

1.2.2 Desde el panorama social

Esta tesis comprende el diseño estructural de una Comisaría Tipo “D” de acuerdo a la Directiva N°04-13-2016-DIRGEN-PNP/DIRNGI-B [3], en él se destinará la unidad especializada del área de Turismo en Paracas de la Policía Regional de Ica en el distrito de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

1.2.3 Desde el nivel práctico

La presente tesis sea un manual para guía por los futuros profesionales en la materia y también se convierta en una fuente para investigaciones futuras.

1.3 Objetivos

Como objetivo principal del estudio es aportar a la discusión de cómo influye la aplicación del análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica. Será de utilidad para los profesionales que evalúan desarrollar proyectos en zonas ubicadas con alto riesgo sísmico, y en segundo lugar el trabajo aportará información científica para el desarrollo de la región de Ica.

1.3.1 Objetivo general

Determinar la influencia del análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

1.3.2 Objetivos específicos

La primera: Determinar la influencia del predimensionamiento para el análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

La segunda: Determinar la influencia del cálculo de los periodos fundamentales para el análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

La tercera: Determinar la influencia de la obtención de las derivas para el análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

Y la cuarta: Determinar la influencia de la obtención de las fuerzas internas para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

1.4 Hipótesis

Planteado los problemas y estableciendo los objetivos se formula la hipótesis.

1.4.1 Hipótesis general

El Análisis sísmico estático y dinámico influye en el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica

1.4.2 Hipótesis específicas

La primera: Los predimensionamiento de los elementos estructurales influye en el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

La segunda: El cálculo del periodo fundamental influye en el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

La tercera: La obtención de las derivas de las estructuras influye en el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

Y la cuarta: La obtención de fuerzas internas influye en el diseño Estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.

Las edificaciones de concreto armado tiene un buen comportamiento ante la acción de sismos. Al formar una construcción monolítica, puede proporcionar fácilmente una ruta continua de carga para resistir las fuerzas laterales y mantener la integridad estructural durante acción del sismo. Estas estructuras también pueden tener una alta rigidez para proteger los elementos no estructurales y su contenido ante las deformaciones y aceleraciones de entrepiso causadas por la acción sísmica.

Sin embargo, para ser una estructura sismo-resistente, un edificio de concreto armado debe tener un sistema tal que su estructura sea resistente ante las cargas laterales y claramente definido, que le permitan resistir las demandas esperadas de la acción sísmica. Sin estas características, los edificios de concreto armado pueden ser susceptibles a fallas localizadas y relativamente frágiles. El objetivo de los procedimientos de diseño modernos es producir un sistema estructural que tenga resistencia, rigidez y capacidad a la deformación necesarias para resistir el movimiento sísmico con un desempeño aceptable. El objetivo de este trabajo es describir los criterios estructurales para generar edificios de concreto armado sismo-resistentes, comenzando desde las condiciones de resistencia de materiales luego terminando con consideraciones conceptuales y los requisitos de detallado para el diseño y construcción de todo el sistema estructural.

Pues se ha identificado que a pesar haber abundante información relacionados al tema, son pocas las bibliografías de carácter práctico. Un manual o guía que le permita al Ingeniero de la práctica común el cómo realizar o implementar estas metodologías modernas de diseño sismo-resistente. Por ello, con este trabajo se pretende generar un manual para el empleo de la filosofía para el diseño sísmico basado en caso real “Comisaria de turismo del distrito de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica”.

1.5 Antecedentes del problema de investigación

Los estudios internacionales mencionados líneas a bajo, realizaron el análisis y diseño estructural enfocado al uso del programa Etabs. Y se encontraron pocas investigaciones locales relacionados al tema en provincias en desarrollo. Sin embargo si existen trabajos que abordan la evaluación del daño sísmico de una estructura.

1.5.1 Antecedentes a nivel internacional

En 2013, L. Saravia [4] se extiende en el análisis y diseño estructural de un edificación de 14 niveles, enfocado a programas de Análisis y Diseño estructural, como es el caso de ETABS Pues este software está enfocado al diseño de edificaciones y el autor trabaja a detalle las pautas y rutinas a realizar para el adecuado modelamiento numérico, en base a los lineamientos normativos de su país. El autor hace énfasis, en que el programa requiere de un profesional experimentado para generar adecuadamente las rutinas necesarias y así evitar errores graves en la concepción de un proyecto a nivel estructural. Finalmente, presenta una discusión de cómo estos avances en la tecnología permiten la automatización, en cierta manera, del transcurso del análisis y diseño de una edificación.

En 2014, C. Marte [5] explica que ante al escenario de un sismo, se ha convertido de un alto nivel importancia estudiar el análisis sísmico para una estructura, y así responder el pronostico de la respuesta de una estructura. Para estimar así el daño que pueda ocasionarle a una edificación y clasificarlo según sus niveles. El autor precisa la teoría de rigidez, ductilidad que permite interpretar todos los conocimientos del modo de respuesta a una estructura sometida la acción del sismo y también los conceptos de capacidad estructural. Para valorar los niveles de daño que pueda provocar un sismo a la estructura, se explica los nuevos conocimientos como son el performance point, el mismo que precisa el calculo de los denominados umbrales de estado. Además, explica que las estructuras de diecisiete pórticos con diferentes propiedades se interrelacionan con los umbrales de daño de los elementos en el que plantea la comprobación si es preciso las representaciones y define si requiere de calibración.

1.5.2 Antecedentes a nivel nacional

En 2016, A. Gómez [6] realizó el análisis estructural y posteriormente a guardar con las exigencias de desplazamiento lateral de entrepiso permitido por la norma y otro parámetros de control que exige cumplir los lineamientos del código sismo-resistente, se procedió al diseño, el edificio fue cimentado con capacidad portante de 4 kg/cm^2 con un suelo rígido, con cota de fundación de 1.5 metros. En primer lugar, se realizó la estructuración o entramado de la edificación, luego se realizó un predimensionamiento según la configuración estructural, para ello fue elaborado el metrado de cargas de las áreas tributarias previamente definidas. En segundo lugar, se condujo con el análisis sísmico bajo las exigencias de la Norma E.030 [1]. El autor señala en el análisis modal espectral que consideró tres grados de libertad por piso, este edificio sería una suma de 18 formas modales.

En 2017, M. Montalvo [7] diseñó un edificio de uso multifamiliar de 8 niveles, sin sótano, en Lima distrito de Miraflores. Realizó los análisis sísmicos estático y dinámico siguiendo normas establecidas y comparó las cortantes basales obtenidas de ambos análisis. Para evitar la concentración de los esfuerzos por sismo, el autor integró el uso de las vigas chatas para soportar el peso de la tabiquería. Se emplearon las vigas de conexión para unir las zapatas conectadas, para resistir la excentricidad de las cargas.

En 2019, J. Ramírez [8] diseñó una edificación de concreto armado de 8 pisos, situado en Lima en el distrito de Surquillo. Se procedió de manera iterativa cumpliendo con las condiciones de la Norma E.030 [1]. De las cargas que se consiguieron de análisis, se procedió a diseñar las vigas y losas bajo el diseño por capacidad. Además se comprobaron en vigas y losas los requisitos para servicios por deflexión y fisuración.

En 2019, P. Huayllani [9] elaboró el análisis y diseño de una edificación en Huancayo. Es una estructura de cinco pisos con uso para aulas de una universidad ampliando la edificación. Para ello fue necesario realizar un metrado de cargas a manera de comparar con los resultados del programa utilizado y la norma E.020 [10]. Se siguió con el análisis sísmico siguiendo los lineamientos de normativa E.030 [1] “Diseño Sismo-resistente” y se efectuó el análisis sísmico. Se concluyó con el diseño de la cimentación conforme las normas E.050 [11] “Suelos y Cimentaciones”.

1.5.3 Antecedentes a nivel local

En 2014, según L. Condeña [12] desarrolló una edificación de tres niveles de material en concreto armado destinado a uso público. El análisis estructural se realizó utilizando el software SAP2000. También se pudo observar que el procedimiento de diseño sismo-resistente no está mostrado dentro de los cálculos realizados; no muestra el diseño por capacidad que exige la Norma E.060 [2].

II. ESTRATEGIA METODOLÓGICA

2.1 Variables de investigación

2.1.1 Identificación de variables

Variable: Es una característica que se puede otorgar a objetos que toman valores y estos pueden variar, este cambio esta dispuesto a medirse.

Variable Independiente: Análisis sísmico

Variable Dependiente: Diseño estructural

Variable Interviniente: Edificación de concreto armado

2.1.2 Operacionalización de variables

Tabla 1
Operacionalización de variables

Variables	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores
Análisis Sísmico Estático y Análisis Sísmico Dinámico	El análisis sísmico puede ser realizado de dos maneras: mediante la aplicación de fuerzas en la concentración de masa de cada piso en una edificación (Método de fuerzas estáticas equivalente)O mediante un análisis modal espectral, (Método Dinámico).	Se mide la relación que hay entre la fuerza cortante dinámica y la fuerza cortante estática de un pabellón.	Razón (%)	Cortante Basal (V)
		El esfuerzo axial de los elementos estructurales se mide según sean fuerzas internas y externas	ton/m^2	Esfuerzo axial (σ)
		El periodo de la estructura se obtiene mediante el análisis sísmico estático y análisis sísmico dinámico.	s	Periodo
		A través de valores obtenidos de la distorsión de entrepisos se mide en un intervalo según sea el sistema estructural.	Δ_i/h_{e1}	Límites para la distorsión de entrepiso
Diseño estructural	El diseño estructural es generar estabilidad en una estructura por medio del buen uso de materiales y sus propiedades	La cuantía según el resultado del diseño estructural se acepta según su capacidad y demanda.	Razón (%)	Demanda y Capacidad

2.2 Estrategia metodológica y metodología de la investigación

2.2.1 Tipo, nivel y diseño de investigación

a) Tipo de investigación

En la investigación se considera como de tipo aplicada descriptivo porque es cuando se busca describir al objeto en investigación. Del presente se busca describir características del Diseño Sismorresistente de una estructura de concreto armado, para realizar el análisis, diseño y detallado según los lineamientos de la Norma E.030 [1] y satisfacer con cada objetivo específico.

b) Nivel de investigación

La investigación siguió el nivel de investigación descriptivo porque se fundamenta en fenómenos observables a través de una simulación sísmica realizado con software comercial especial para estructura de concreto armado, simulan la acción del sismo sobre el edificio en evaluación.

c) Diseño de investigación

Por lo que las variables no serán manipuladas de manera intencional, entonces el diseño es “no experimental”, y es que las variables son medidas en el análisis del software Etabs, el estudio no intenta variar intencionada la variable independiente.

2.3 Población y muestra materia de investigación

2.3.1 Población de estudio

Se delimita la población o universo con el planteamiento el problema, ello son elementos o sujetos a estudiar que presentan características en comun.

De la presente investigación, la población se compone como escenario una edificación de concreto armado destinado para el uso de una comisaría de turismo.

2.3.2 Muestra de estudio

La muestra es una subdivisión de la población, para definir el tipo de muestra se requiere saber que no dependan de la propabilidad para ser seleccionadas como es el caso de la muestra no probabilística. De la investigación la muestra extraida son los sistemas estructurales que conforman el entramado global de la estructura. En este caso son sistemas en base a muros de cortes y pórticos de concreto armado. Ver anexo 01: Matriz de consistencia.

2.3.3 Técnicas e instrumentos de investigación

De este capítulo considero procedimientos o métodos que fueron utilizados para recoger datos y de sus instrumentos correspondientes, se detalló la técnica que sirva en adelante a otros investigadores.

También se analizó las condiciones de confiabilidad, objetividad y validez que

todo instrumento debe envolver para así recoger datos cuantitativos. En estudio se examinó la teoría de la medición así como los errores cuando se recogen los datos.

Además, se presenta el desarrollo para el instrumento que medirá y las alternativas principales que recogen los datos: entrevistas, instrumentos medidos.

De determinado el diseño de investigación y muestra, y tomando nuestro problema planteado y la hipótesis, esta fase radica en recoger datos necesarios sobre variables de análisis. Esta técnica determina la elaboración de un plan que nos lleve a recolectar datos:

a) ¿De dónde se obtendrán los datos, cuál vendría a ser la fuente?

Los datos proporcionados fueron dados por el personal policial interesados en el desarrollo de este proyecto, así como de observaciones en campo.

b) ¿En dónde se localizan tales fuentes?

Se encuentra localizado en Paracas, distrito de la provincia de Pisco.

c) ¿Mediante que método se recolectaran los datos?

Esto es descrito líneas abajo, en instrumentos y técnicas de recolección de datos. Por lo que siempre que los métodos para recoger los datos sean los más confiables, que sean válidos y objetivos.

d) Culminado la recolección de los datos, ¿Cómo vamos a organizarlos para que se puedan analizar y respondamos al planteamiento del problema?

En este trabajo los datos recolectados serán materializados en planos de construcción para uso de comisaría de turismo, el cual cubrirá las necesidades planteadas en problema general.

2.3.4 Técnicas de recolección de datos

Se recolectaron datos en esta investigación con el uso de la técnica en base a entrevistas, observación directa en campo.

Para el diseño de la funcionalidad de la edificación fue necesario realizar una entrevista con los futuros usuarios, en este caso el personal policial de la zona. Pues ellos, dieron los requerimientos de los ambientes necesarios para el uso de la edificación. Fue necesario hacer una visita a campo para realizar un levantamiento de información; así determinar el área y el perímetro de terreno donde se proyectará la edificación en análisis.

2.3.5 Instrumentos de recolección de datos

Del origen de la investigación, aquellos instrumentos de recolección de datos fueron para medición. Estos instrumentos fueron una estación LEICA Builder 109 y un par de miras, además con apoyo de un equipo especializado (medidor a laser, Bosch GLM 40). GLM 40 Profesional, es un equipo que realiza medición con una precisión de ± 1.5 mm; utiliza un diodo láser que permite obtener un alto rango de precisión para procesos de levantamiento de edificaciones.

2.3.6 Técnicas de procesamiento de datos, análisis e interpretación de resultados

En esta parte describe sus métodos para el procesamiento de datos a utilizar, con determinación suficiente para que así logre que un lector ejercitado en el tema pueda comprobar los resultados presentados del presente trabajo accediendo a los datos originales. El procedimiento que se usará serán métodos numéricos, basados en procesos determinísticos. Con respecto a la confiabilidad de los resultados, está basados en que la metodología y las herramientas empleadas están contemplados en las Normas y las herramientas son de uso comercial ampliamente usados y aceptados por la comunidad de ingenieros estructurales en todo el mundo.

Este trabajo tiene la característica de ser una investigación cuantitativa, debido a que los datos y resultados se presentan en forma numérica.

III. RESULTADOS

3.1 Presentación e interpretación de resultados

3.1.1 Descripción de la arquitectura

La actual presentación comprende el alcance y el detalle de la arquitectura del proyecto “Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de un Pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica”, como sección del contenido del trabajo de tesis.

En la Figura señala en su arquitectura la distribución planteada en este proyecto. Cumpliendo con el RNE. Además, se buscó que la distribución propuesta sea funcional y cumpla con las exigencias del cuerpo policial, para los fines que se le pretende dar.



Figura 1. Vista en planta, elevación y cortes de la arquitectura planteada

3.1.2 Descripción de la estructura

Se elaboró la modelación en el programa Etabs de forma tridimensional en el que se supuso que tendría un comportamiento que sea lineal y a su vez elástico. Se tomaron todos los principios de la normativa vigente de la E030 [1], utilizando la metodología de la superposición modal espectral.

Del análisis de la estructura, el modelo se ha fundamentado por los elementos que resisten las deformaciones por cortante, flexión y axial. Por cada unión en el que lo denominamos nudos, y para el caso de los diafragmas rígidos que se encuentran ubicados en cada nivel hay un conjunto de tres grados de libertad que son dinámicos y que se dividen en dos de traslación horizontal y una de rotación.

En la fase inicial del diseño estructural, es necesario realizar un diseño conceptual de la estructura, en la que los sistemas estructurales seleccionados, configurados y aproximadamente proporcionados o predimensionados.

El sistema estructural predefinido debe caber dentro del espacio y la funcionalidad del edificio, al mismo tiempo que proporciona una ruta de carga adecuada para cargas que actuarán sobre la edificación, incluidas cargas de gravedad, viento y sismo. La selección del concepto estructural o sistema estructural es la responsabilidad clave del ingeniero estructural. Al seleccionar un buen sistema estructural, por ello es necesario tener un alto conocimiento sobre fundamentos estructurales.

Para el presente un sistema de concreto armado, donde el sistema de carga por gravedad comprende el sistema de techo y losa de entrepiso, columnas y muros de carga, y la cimentación, el sistema de resistencia a carga lateral comprende diafragma, elementos verticales y cimientos. Los diafragmas losas unen el sistema de construcción en una unidad rígida tridimensional.

Por lo que los diafragma también transmiten fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia a carga lateral. Los códigos de diseño estructural, exigen que las cargas laterales sean controladas por los elementos verticales, siendo estos pórticos resistentes a momento, placas de concreto armado o una combinación de ambas y luego estas puedan transferir estas cargas hacia la cimentación.

El sistema estructural ideal para un edificio resistente a los sismos es que sea compacto y simétrico, con rigidez y resistencia que se distribuyen uniformemente sobre la altura y a través del plano, y sin irregularidades por

elementos estructurales discontinuos.

Para que una estructura garantice su estabilidad y para cada uno de sus elementos como un solo conjunto, deberán cumplir con la resistencia sísmica y que tenga la capacidad de transferir las cargas desde la aplicación hasta la cimentación y que sea suficiente al menos en ambas direcciones ortogonales.

Parámetros sísmicos:

Cuando ocurre un sismo, sucede una liberación de energía sísmica, que se va propagando en vibraciones elásticas u ondas elásticas de deformación. Las ondas elásticas se clasifican según las deformaciones que genera por su paso como pueden dividirse según su naturaleza en ondas de superficie y ondas de cuerpo. En general cuando se acotencia un sismo, las ondas sísmicas que son registradas en primera instancia son las ondas P, segundos después se reciben las ondas S. La transferencia de las ondas es a través de medios sólidos y líquidos para las ondas P, por otra parte las ondas S se transmiten solo por medios sólidos.

Por lo tanto, es necesario caracterizar esta demanda sísmica actuante en la base de la estructura, por ello a través de la norma E030 [1] permite el uso de espectros de diseño, donde se ingresa el comportamiento inelástico del suelo. Esta caracterización se realiza en base a la cortante basal V, que es ocasionada por los sismos y se detalla:

$$V = \frac{Z * U * S * C}{R} * (P)$$

Dónde Z: es un parámetro asociado al nivel de aceleración sísmica del suelo, esto según la zona o ubicación del proyecto; U está en función al tipo de uso que se le dará a la edificación y de la importancia del mismo; S parámetro que esta en función de los tipos de suelos y sus leyes de atenuación que rigen con respecto a la propagación de las ondas sísmicas; C: es el factor de amplificación sísmica; R: conocido como factor de reducción sísmica y P es el peso sísmico. Todos estos parámetros o factores están claramente definidos en el código, sin embargo en este trabajo se mostrará una discusión más detallada.

El factor calculado Z es igual a 0.45, es porque Ica se encuentra en la Zona 4 del mapa de zonificación territorial, el Perú se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas.

El factor calculado del uso “U”, esta subordinado de acuerdo al grado de importancia que lleva una edificación como ejemplo tenemos que si la estructura se encuentre en un alto nivel de importancia se concluye que también ira a ser alto el factor de su uso. Para el presenta caso como son los centros policiales este es de categoría A, que se define como las esenciales edificaciones. En consecuencia, el valor del factor “U”

es igual a 1.5.

Factor suelo "S", para la expansión de los movimientos sísmicos esta desarrollado según las características del suelo. Entonces cuando el suelo no presenta características favorables hay un continuo aumento sísmico, por ello la normativa presenta parámetros en adelante:

Zona sísmica igual a 4, el suelo intermedio "S2" el factor de suelo "S" es igual a 1.05. Periodo TP y TL, para un suelo intermedio "S2", el periodo "Tp" es igual a 0.60 y TL es igual a 2.0.

Se realiza el calculo del periodo fundamental de la edificación "T" :

$$T = \frac{Hn}{CT} = \frac{12.60}{45} = 0.280 \quad \text{Ecuación periodo de vibración fundamental}$$

Dónde: H_n : Altura (m)

CT: 45, Para una estructura de edificación en el que la dirección de sus elementos resistentes sean: (a) Pórtico de concreto armado (b) Pórtico de acero arriostrado.

Para la obtención de la amplificación sísmica, el factor "C" se interpreta como es la respuesta estructural frente a lo que es la aceleración del suelo.

Del requisito previo se calcula el periodo fundamental "T" que es menor al periodo "Tp" por lo que define que "C" es equivalente a 2.5.

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & \quad C = 2.5 * [(T_p * T_L)(T_2)] \end{aligned}$$

Al llamado reducción por ductibilidad, factor "R", se obtiene de multiplicar por el coeficiente básicos de reducción R_0 y por factores de irregularidad en planta y en altura. Entonces si no existe irregularidades el factor I será igual a 1, entonces dependerá del valor de R_0 que para el ejemplo de una edificación de material de concreto armado y sistema estructural pórticos es 8, y para el caso de muros estructurales es 6.

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad \text{Ecuación factor "R" que se corrige por irregularidad la edificación}$$

3.1.3 Estudio de suelos

La facultad de ingeniería civil de la Universidad nacional “San Luis Gonzaga” de Ica que mediante el convenio de Policía Regional de Ica, presentaron ideas para proyectos que beneficiarán la población iqueña en seguridad ciudadana, por tal fin se ha elaborado el presente “Estudio de Mecánica de Suelos de Cimentaciones – Paracas” como parte de la TESIS: “ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA”.

El objetivo de investigar la mecánica de suelos es realizar el análisis sísmico estático y dinámico para el diseño de la cimentación de un Pabellón con tres pisos y una azotea en el distrito de Paracas – Pisco, con el propósito de conocer las propiedades del terreno, así como características de cimentaciones tales dimensiones, estrato de apoyo, con el fin de calcular la capacidad portante admisible del suelo de fundación, la magnitud de los posibles asentamientos.

Ubicación de la zona de estudio:

El terreno esta ubicado frente a la Urbanización EL CHACO, Avenida Principal manzana “F”, lote”2” del Ex-Fundo Chilca Santo Domingo y Anexos, distrito de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica. Geográficamente el terreno se encuentra definido por las coordenadas UTM que se señala en la Tabla 1 y de la imagen.

Tabla 2
Dirección y ubicación del terreno de estudio - Paracas

Coordenadas UTM - WGS84		
Vivienda	Este (m)	Norte (m)
Terreno : Mz. F, Lote 2	365255.0	8470387.0

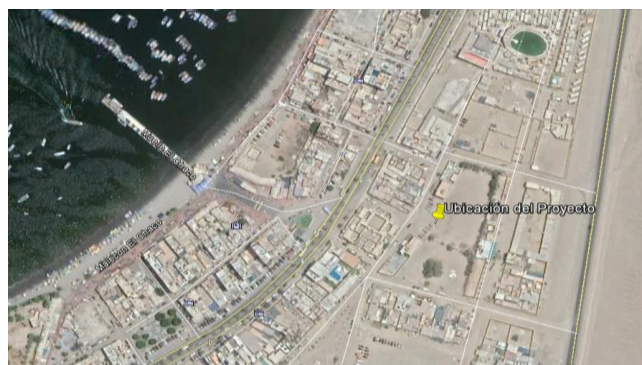


Figura 2. Ubicación del terreno para el estudio, obtenido de Google earth

Investigación de campo:

Muestreo calicata: Se efectúa las excavaciones permitiendo la visualización directa del terreno, se obtiene las muestras y se realizan los ensayos que fuesen in situ. Se agrega que las calicatas han sido ejecutadas mediante la NTP 339.162 (ASTM D 420) [13].

De la indagación a la zona de análisis radica en la realización de un punto para exploración y se ha tomado en cuenta dos estudios de suelo en el área de investigación en el que se adjutan dos perfiles estatigráficos de dos proyectos ya ejecutados próximos a la ubicación del área de investigación.

Fue realizada manualmente y distribuida en el área libre de la zona de investigación con debida coordinación con la Policía Regional de Ica.

Se observa la descripción y ubicación de la calicata con su profundidad de exploración. En la calicata se hizo un reconocimiento y el registro, muestreo de los distintos ejemplos de materiales que puedan existir según la NTP 339.150 (ASTM D 2488) [14], Práctica para la descripción e identificación de suelos (Procedimiento Visual Manual). Se muestran la inspección de calicatas a cielo abierto mediante los Planos de Auscultaciones. Ver anexo 02: Fotografías de investigación de campo

Tabla 3
Número de calicatas y profundidad

Ubicación	Coordenadas UTM	Calicata	Profundidad (m)
Mz F, lote2 Ex Fundo Chilca- Paracas	365259.00 m E 8470377.00 m S	C-01	3.00

Características del subsuelo perfil estratigráfico

Del trabajo en campo a continuación se paso al laboratorio en donde se tomaron las muestras para que sean ensayadas para su clasificación y se ha indagado sobre estudios de suelos en Paracas-Pisco, en el que se adjuntan dos perfiles estratigráficos. De los ensayos desarrollados, estos se clasifican de acuerdo al SUCS NTP 339.134 (ASTM D 2487) [15], que es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, luego se comparó con la obtención perfiles estratigráficos según el manual de NTP 339.150 (ASTM D 2488) [14], que posteriormente se incluye en este informe.

Basados a la recopilación de datos existente, como la excavación de calicatas y los ensayo de laboratorio realizados para la presente campaña de exploración, se ha definido el perfil geotécnico para cada calicata en estudio.

Ver anexo 03: Perfil estratigráfico

Ensayos de laboratorio

Se siguieron con los alcances de la NTP 339.151 (ASTM D 4220) [16], para la correcta extracción y traslado de la representación del suelo en las bolsas de plástico (tipo mab). Se previo que el material del suelo se mantenga inalterada conservando su granulometría.

La muestra fue llevada a las instalaciones del laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y los ensayos químicos de la Facultad de Ingeniería Química. Se adjuntan también dos clasificaciones de suelos de proyectos ejecutados dentro del área de investigación.

Ensayos de laboratorio:

Ver anexo 04 : ensayos estándar, anexo 05: ensayos especiales, anexo 06: ensayos químicos

a) Ensayo estándar

Del trabajo de campo, las muestras fueron transportadas al laboratorio para realizar los siguientes ensayos a continuación.

Análisis Granulométrico por Tamizado, NTP 339.128(ASTM D-422) [17]

Límite Líquido y Límite Plástico, NTP 339.129(ASTM D-4318) [18]

Contenido de Humedad, NTP 339.127(ASTM D-2216) [19]

A continuación se recapitula los resultados de los ensayos estándar.

Tabla 4
Resultados de Ensayo Estándar - SUCS

Calicata	Muestra	Prof.(m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C. H. (%)	Clasificaci ón SUCS
			Grava .	Arena. .	Finos .	L. L	L. P		
C-01	S/M	Superficial	---	---	---	---	---	---	Arena
	M-01	0.00-1.00	1.13	96.43	2.44	N.P.	N. P.	2.82	SP
C-01	S/M	Superficial	---	---	---	---	---	---	Arena
	M-02	1.00-2.00	0.87	96.28	2.85	N.P.	N. P.	3.18	SP
C-01	S/M	Superficial	---	---	---	---	---	---	Arena
	M-03	2.00-3.00	1.18	95.7	3.12	N.P	N.P	2.90	SP

N. P.: No Presenta

L. L: Limite líquido

L. P: Limite Plástico

C. H.: Contenido Humedad

Los certificados de los ensayos estándar elaborado en el laboratorio se muestran los anexos del informe.

b) Ensayos especiales

Se efectuó el ensayo:

- Ensayo de Cortes Directo NTP 339.171(ASTM D-3080) [19]

Prosiguiendo, se resume en ensayo:

Tabla 5
Solución del Ensayo de Corte Directo

Calicata	Muestra	Prof.(m)	SUCS (matriz)	Humedad (%)	Densidad Seca (KN/cm ³)	Parámetros de Resistencia	
						c (kPa)	Ø(°)
C-01	M-03	2.00- 3.00	SP	3.50	1.68	0.10	32.62

c) Ensayos químicos

El suelo que se encuentra debajo del cimiento de la estructura, es agredido por presencia de cloruros y sulfatos que atacan al acero de refuerzo y al concreto, provocando daños nocivos. Se concluye que tanto el concreto y el acero de la

cimentación son afectados por ello se evalúa que elementos químicos como son los sulfatos y los cloruros que actúan con acción química, también se evalúa las sales solubles que también actúan en la cimentación ocasionando asentamientos bruscos por lixiviación. Para determinar el nivel de agresividad al suelo a partir de los ensayos químicos; se efectuaron los ensayos:

- Contenido Cloruro Solubles –NTP 339.177 (ASTM D 3370/AASHTO T291) [20]
- Contenido de Sulfatos Solubles –NTP 339.178 (ASTM E 275/AASHTO T290) [21]
- Contenido de las Sales Solubles Totales –NTP 339.152 (ASTM D 1888/MTC E 219) [22]

Las concentraciones de estos elementos aparecen en la siguiente tabla.

Tabla 6
Resultados del Ensayo Químico del suelo

Calicata	Muestra	Prof. (m)	Cloruros Ppm	Sulfatos Ppm	SST Ppm	Ph	Carbonato Ca (CO ₃) Ppm
C-01	M-01	1.50-3.00	197.40	120.00	496.10	7.2	350

Del código ACI-318-2019 [23], para agregados con concentraciones de cloruros mayores a 6000 ppm, se tiene una conducta nociva para la cimentación. Y para agregados con concentraciones de sulfatos en el rango de 1,000 ppm a 2,000 ppm (0.1 % a 0.2 %) tiene una agresividad moderada, mientras que para el rango de 2,000 ppm – 20,000 ppm (0.2 % a 2.0 %) tienen un grado de agresividad severo al concreto. En resumen, se toma en conclusión que dentro del área ubicado de indagación del suelo, este presenta una agresividad química despreciable, motivo por el cual se aconseja la utilización del CEMENTO PORTLAND TIPO V y así prevenir agresividad química por los sulfatos en los cimientos por ubicarse a una zona frente a la playa de Paracas; y CEMENTO PORTLAND TIPO I para las estructuras de los pisos superiores. Además, para el caso de agresividad química moderada, la relación máxima agua/cemento (a/c) será de 0.50, y le corresponde un f'c de 280 kg/cm².

Tabla 7
Exposición a sulfatos y tipo de cemento recomendado ACI 318-19 [23]

Tipo de exposición a los sulfatos	Sulfatos solubles en agua (SO ₄) presentes en suelos (% en peso)	Sulfatos (SO ₄) En agua (ppm)	Tipo de cemento recomendado	Relación agua/cemento recomendado (concreto normal)	f _c Mínimo (kg/cm ²)
DESPRECIABLE	0.00 a 0.10	0 a 150	----	----	----
MODERADA	0.10 a 0.20	150 a 1500	II, IP(MS), IS(MS), I(PM) (MS), I(SM) (MS)	0.50	280
SEVERA	0.20 a 2.00	1500 a 10 000	V	0.45	315
MUY SEVERA	Sobre 2.00	Sobre 10 000	V + PUZOLANA	0.45	315

Cálculo de la capacidad admisible del suelo

Debemos considerar que Terzaghi [24] expuso las primeras teorías metodológicas para que un profesional calcule una cimentación superficial fue en base a la propuesta que surgió en base de la teoría de la plasticidad ha sido presentado por Prandtl [25].

Se aplica que para un suelo homogéneo en el que es sometido a una carga vertical transmitida por una zapata, este dato de la capacidad de carga puede calcularse con la teoría de cimentaciones.

Ver anexo 07: calculo de la capacidad portante del terreno.

3.1.4 Elección del sistema estructural y predimensionamiento de elementos estructurales

Primero se selecciona a través de una primera elección el sistema estructural, que por definición es una agrupación de elementos interrelacionados. De la norma E030 [1], determina que los elementos de una edificación deban satisfacer los requisitos del capítulo 21 para que formen un sistema sismorresistente.

Para clasificar los sistemas estructurales la norma, muestra las siguientes definiciones:

Dual: Es la mezcla de ambos sistemas estructurales para resistir la carga lateral, por los pórticos y muros. Los porcentajes de la cortante basal para los muros oscilan entre el 20% y 70%.

Muros estructurales: Para este sistema donde los muros son más rígidos en su plano, para que cumpla esta condición al menos el 70% de la cortante deba

actuar en los muros.

Pórticos: Es la conformación del marco de columnas y vigas, que en conjunto forman el elemento resistente, y para que cumpla con los requisitos al menos el pórtico deba recibir un 80% de la cortante.

Edificaciones ductilidad limitada: Conformado por muros de espesor reducido, con muros en ambas direcciones que generan significativamente la resistencia al corte.

Del presente se observó los muros que fueron definidos para la arquitectura funcional presentaron una baja densidad, y no todos los muros en su totalidad mantiene la continuidad en toda la altura de la estructura, por lo siguiente se seleccionó como la estructura basado a pórticos. Sin embargo, para rigidizar aún más fue necesario añadir muros de concreto armado o llamado de corte que vienen a ser las placas.

Del modelo elaborado según lo anterior luego se sabe que en el análisis se definirá con exactitud cual será el sistema estructural a emplear, buscando que los elementos sean capaces de resistir las solicitaciones y también sea funcional y segura.

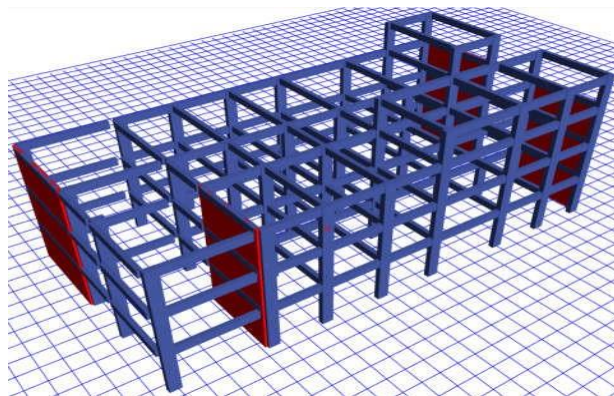


Figura 3. Sistema estructural de la edificación en evaluación

Los elementos como las vigas, muros de corte, columnas y cimentación en conjunto forman el sistema estructural.

Predimensionamiento de losas aligeradas armadas en una dirección:

Se conoce que los códigos peruanos, el Reglamento Nacional de Edificaciones, presenta fórmulas para el cálculo de peraltes, cumpliendo así los peraltes mínimos y de esta manera ya no se verificaría las deflexiones.

“En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm. de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 Kg/m² y luces menores de 7.5 m, el peralte debe cumplir: $h \geq L / 25$ ” de la norma E.060 [2]:

$$h = \frac{L}{25} = \frac{597}{25} \text{ cm} = 23.88 \text{ cm}$$

Peralte mínimo de losa aligerada unidireccional “h”, entonces las medidas de losas de 25 cm y 20 cm de peralte.

Vigas peraltadas:

Del calculo del predimensionamiento de vigas , evalua cual caso aplicar según el primero es utilizando un peralte mínimo y ya no proceder a verificar las deflexiones según la tabla para este calculo de la norma. Y para el segundo caso se tiene la literatura de los libros por parte de la comunidad de ingenieros estructurales, que busca el balance de la cuantías de acero y la sección del concreto.

Se comprende que se requiere mayor cantidad de acero en su longitud cuando hay menor peralte y de esta manera se mantiene el momento resistente.

Tabla 8
Los peraltes mínimos de vigas

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

De la tabla de peraltes mínimos para vigas preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones extraido de la norma E060 [2], de lo anterior para el segundo caso según lo explicado mediante los coeficiente de 1/10 a 1/12 se calcula los predimensionamientos de los peraltes de las vigas, así mismo este peralte ya esta considerando en el espesor de la losa. Entonces se sabe que las vigas que posee responsabilidad sísmica deben tener un ancho mínimo de 25cm.

De este proyecto se ha tomado un ancho de 30 cm para vigas el mismo para evitar que se congestiono el resfuerzo y así permitir la fluidez en el momento del vaciado del concreto.

$$h = \frac{L}{12} @ \frac{L}{10}$$

Ecuación del Peralte de viga "h"

$$h = \frac{L}{10} \text{ (criterio frente a sismos).}$$

$$b = 0.3h @ 0.5h$$

Las vigas principales están en la dirección del eje x es decir la longitudinal; formado en base a un sistema aporticado. Mientras que, del eje y es decir del sentido transversal, están los muros de concreto aportante de la rigidez, pero ellos estas vigas podrían ser consideradas como secundarias.

$$h = \frac{597}{10}; h = 60 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm} \quad \text{Viga principal}$$

$$h = \frac{650}{12}; h = 55 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm} \quad \text{Viga secundaria}$$

Las dimensiones fueron determinadas mediante hojas de calculo ver en el anexo 08.

Columnas:

Del predimensionamiento de las columnas el calculo fue debido realizar un metrado de cargas. De esta forma define el área tributaria para cada caso de columna. Sea una columna centrada, columna medianera o columnas esquineras. Luego cada área tributaria es multiplicada por la carga por metro cuadrado (carga muerta y sobre-carga), esto por cada entrepiso.

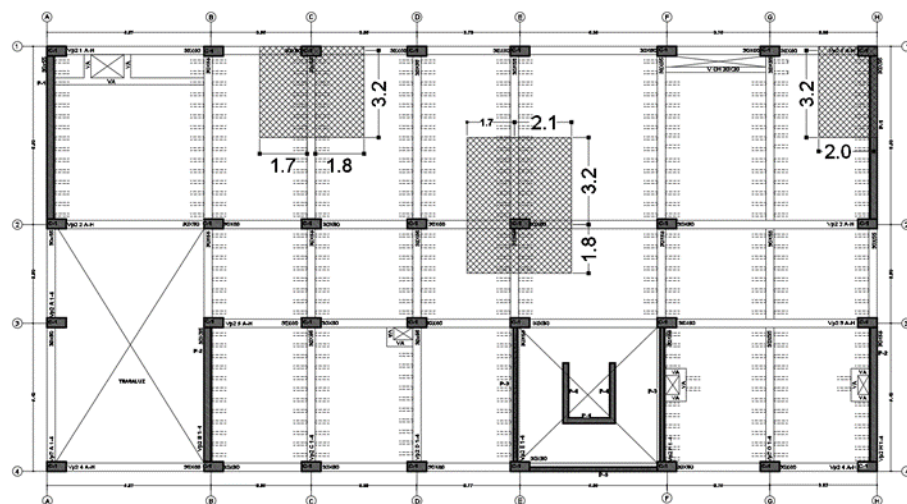


Figura 4. Cálculo de área tributaria de columnas centradas, de esquina y de borde

Luego, se consideró que por metro cuadrado de área tributaria actúa 1.2 ton/m². Eso se obtiene de considerar como peso propio 350 kg/m², acabados 100 kg/m², tabiquería 120 kg/m² y carga viva 350 kg/m². Con el área tributaria y multiplicando por la cantidad de pisos se obtiene el estimado de carga axial actuante en la columna del primer piso (el más crítico) con lo cual se procede a

hacer el predimensionado manual de este elemento. En el que las dimensiones de la columna del primer nivel nos resulta la mayor de 30cm x40 cm.

C-1-A	C-1-B	C-1-C	C-1-D	C-1-E	C-1-F	C-1-G	C-1-H
30X40	30X40	30X30	30X30	30X40	30X40	30X35	30X25
C-2-A	C-2-B	C-2-C	C-2-D	C-2-E	C-2-F	C-2-G	C-2-H
30X30	30X40	30X30	30X30	30X40	30X40	30X30	30X30
C-3-A	C-3-B	C-3-C	C-3-D	C-3-E	C-3-F	C-3-G	C-3-H
15X20	30X25	30X30	30X30	30X30	30X30	30X30	30X25
C-4-A	C-4-B	C-4-C	C-4-D	C-4-E	C-4-F	C-4-G	C-4-H
15X25	25X25	30X30	30X25	30X30	30X30	30X30	25X25

Figura 5. Predimensionamiento de columnas por carga vertical

Se muestra las dimensiones obtenidas de las columnas centrales, de borde y de esquina que fue determinado a través de las hojas de cálculo manual descrito en el anexo 9. Sin embargo, estas secciones fueron estimadas bajo cargas verticales, luego deberán ser evaluadas bajo carga lateral producto de la acción sísmica. También se conoce que no hay regla para hacer el predimensionamiento de columnas porque la capacidad de carga esta sujeto al momento flector y a la carga axial, argumentado por la fórmulas de Ottazzi [26].

Otra forma de calcular el predimensionamiento en el que la resistencia a compresión que posee la columna $P_o = P_c + P_s$ (P_o = resistencia máxima a compresión, P_c = resistencia del concreto, P_s = resistencia del acero). Se calcula del ancho tributario, calcular la carga axial de esa columna, esa carga actuante debería estar en el rango de 45% P_o = depende del área sección, del $f'c$, del f_y , cuantía de 1%, a 1.5%, el A_g es el área de la sección, y que este en ese rango como predimensionamiento. A continuación se muestra a manera de ejemplo aplicando la teoría para la columna C-2B interior y C-3A exterior.

C-2B; $P_m = 57.1$ ton, $P_v = 23.65$ ton

$$A_g \geq \frac{1.1 P_u}{0.45 (f'c + \rho f_y)}$$

$$A_g \geq \frac{1.1 (1.4(57.1) + 1.7(23.65)) * 1000}{0.45 (280 + 0.01(4200))}$$

$$A_g \geq 912$$

$$1050 \text{ cm}^2 \geq 912 \text{ cm}^2$$

C-3A; $P_m = 21.77$ ton, $P_v = 0.06$ ton

$$A_g \geq \frac{1.1 P_u}{0.35 (f'c + \rho f_y)}$$

$$A_g \geq \frac{1.1 (1.4(21.77) + 1.7(0.06)) * 1000}{0.35 (280 + 0.01(4200))}$$

$$A_g \geq 298.47$$

$$300 \text{ cm}^2 \geq 298.47 \text{ cm}^2$$

Se tiene dimensiones de 30x35 cm y de 20x15cm para las columnas C-2B y C-3A por el método de, pero finalmente quien decide que este predimensionamiento cumple o no cumple es con la aplicación del diagrama de interacción que se desarrollará más adelante con las cargas de sismo.

3.1.5 Modelo numérico basado en elementos finitos de la superestructura:

Se desarrolló el modelo numérico fundamentado en la teoría vinculada a los elementos finitos FEM. Se elabora con el esquema de la estructuración de la edificación en planta, el cual se elevó al programa de diseño Etabs V.16 para efectuar el modelo. En secuencia se establecieron las cargas que fueron alcanzadas del metrado de cargas para los tres niveles y sus secciones del predimensionamiento. El análisis de la estructura por medio de este programa posibilita obtener los resultados de fuerzas internas para cada pórtico, se expone el modelo realizado para la edificación.

Mediante el análisis de la estructura, el software computa la información exponiendo los resultados de las fuerzas internas por pórticos, como se aprecia el modelo de la edificación.

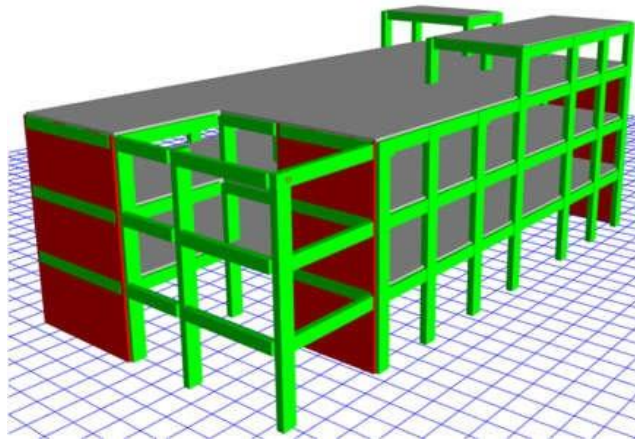


Figura 6. Perspectiva del modelo en 3D del edificio elaborado en Etabs.

Modelado de las propiedades de los materiales:

Estas propiedades de la mecánica para su totalidad de los materiales, concreto, el acero de refuerzo, la albañilería, se definen en función a tres parámetros: el módulo de elasticidad (E), la relación de Poisson (ν), y el coeficiente de dilatación térmica (α). Y también, el peso específico (γ) y la densidad (ρ) son propiedades fundamentales de los materiales. Se organiza las características de los materiales

que fueron utilizados, detallado en la tabla siguiente.

Tabla 9
Propiedades mecánicas del concreto reforzado

Concreto reforzado-Propiedades mecánicas	
Resistencia característica del concreto a compresión	: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico	: $\gamma_m = 2400 \text{ kg/m}^3$
Módulo de elasticidad	: $E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	: $G_c = 9.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	: $\nu = 0.2$

Las características de los materiales desde el programa, Y se estimó que el material sea isotrópico, también se le ha asignado los pesos específicos para que de esta forma se computa el peso propio de los elementos.

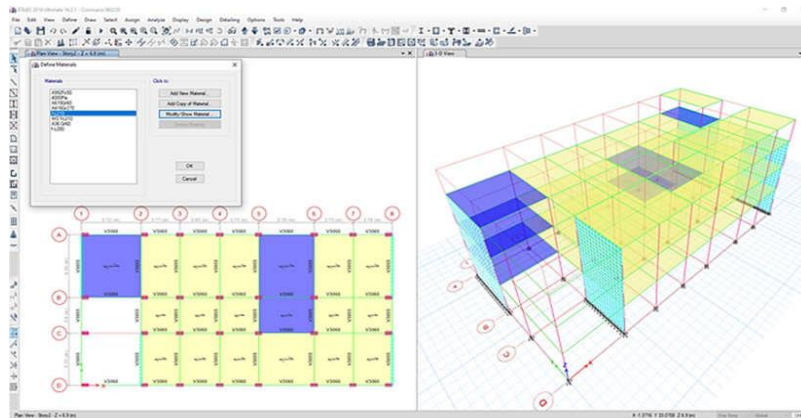
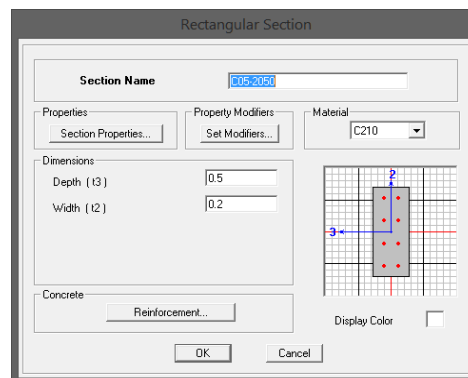


Figura 7. Determinación de las propiedades mecánicas elásticas de los materiales.

De esta forma se organizaron las secciones de columnas y de las vigas, que anteriormente fueron predimensionadas, por lo que a través del proceso iterativo se llega a definir la sección que será definitiva por los elementos.



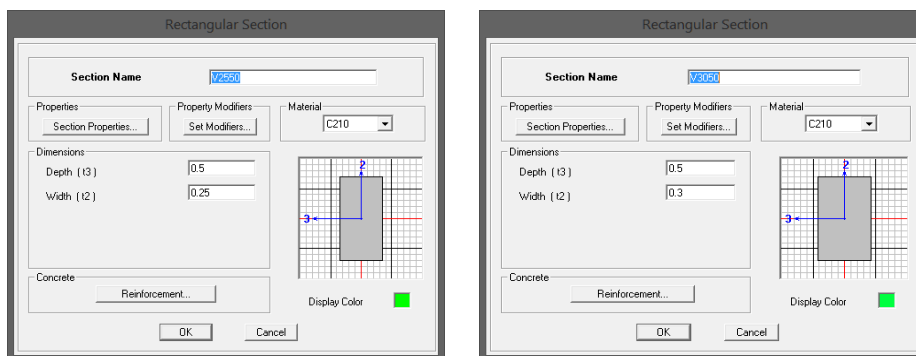


Figura 8. Definición de secciones de columnas y vigas.

Definición de cargas estáticas:

Carga viva de techo:

En la edificación pueden actuar sobre estas las cargas que se clasifican en: Cargas Estáticas, Cargas Dinámica y otras. Y así que a través de estas tenemos las cargas gravitatorias o estáticas, y las cargas dinámicas que posteriormente se analizara como cargas sísmicas.

Por definición las cargas estáticas son las cargas muertas y las cargas vivas, de la Norma E.020 [10], luego a través de los lineamientos de la norma E060 [2] se realizó las combinaciones de cargas.

$$C1: 1.4D + 1.7L$$

$$C2: 1.25D + 1.25L \pm 1.0SX$$

$$C3: 0.9D \pm 1.0 SX$$

$$C4: 1.25D + 1.25L \pm 1.0 SY$$

$$C5: 0.9D \pm 1.0 SY$$

Se presenta la explicación de los patrones de carga del programa “Define Load Patterns”, según su tipo y el valor del factor “Self weight multiplier” será de 1 cuando el peso propio este considerado en su metrado y cuando el factor es 0 no se considerará.

Tenemos:

- a) Dead, calcula el valor de las cargas muertas del peso propio,
- b) Life calcular el valor de las cargas vivas por nivel,
- c) SD, calcula el valor de las cargas muertas de los acabados por nivel;
- d) Tab calcula de las tabiquerías sus cargas;
- e) Up Live calcula del techo las cargas vivas;

f) SEX y SEY ambos son las cargas por el sismo estático.

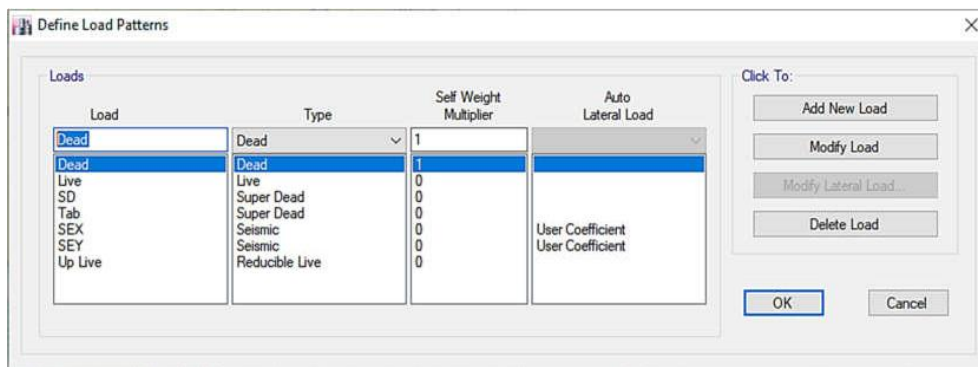


Figura 9. Patrones de cargas obtenidas del Etabs

Se desarrollo 5 combinaciones de cargas indicadas anteriormente con los patrones de cargas ya definidos, entonces se señala que para el caso de la combinación por sismo: $1.25(CM+CV) \pm SX$; no se esta considerando el $+SX$, y $-SX$, solo se esta considerando $+SX$, conveniente por que las cargas del sismos son cíclicas, y el programa de Etabs tendrá esta apreciación, en resumen los resultados se tomará los valores que sean máximos para un $+SX$ y también los valores que sean mínimos para $-SX$.

Se visualiza que las cargas de servicios fueron asignadas en las edificación, así como las cargas lineales que fueron asignadas de las tabiquerías; y también de las cargas que son los acabados y las cargas vivas que fueron uniformemente distribuidas en el área plana de superficie: losas de entepiso y techo.

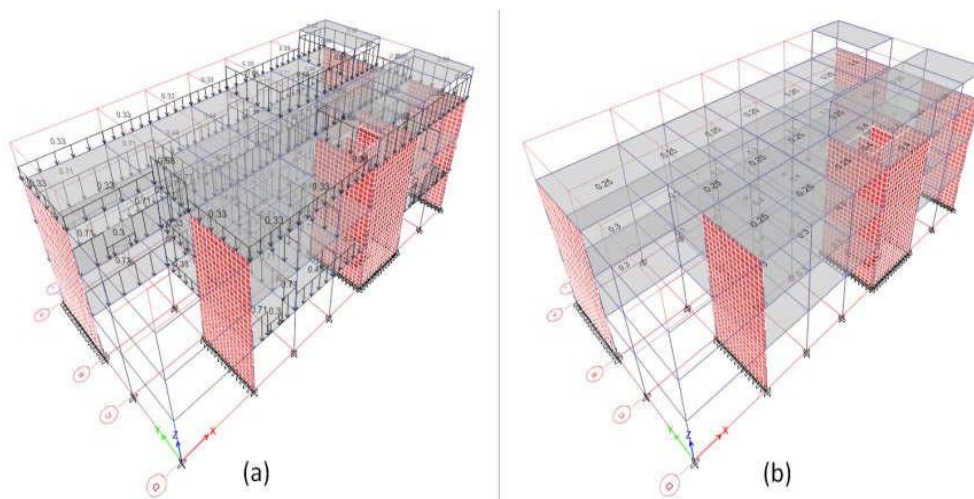


Figura 10. Distribución de los patrones de carga Viva, Sd, Tab y Live up

a) De las cargas que fueron asignadas como una carga lineal son las cargas de tabiquería;

b) De las cargas que fueron asignadas uniformemente distribuidas son las cargas de acabados y cargas vivas.

3.1.6 Análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes

La aplicación de este método es hacia estructuras tanto regulares o irregulares que se estén ubicados dentro de la zona sísmica 1, y en el caso se ubicara en otras zonas sísmicas las estructuras regulares según la norma E0.30 [1], deberá tener una altura máxima de 30 m para ser estudiado por el método presente. Y por tería se sabe que este análisis es la aplicación de las fuerzas sísmicas en el centro de masa de cada losa o entrepiso.

Fuerza cortante en la base:

A continuación la fórmula para calcular la fuerza cortante de la base de la estructura:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.11 \quad \text{Ecuación de la cortante}$$

El análisis se efectúa para ambas direcciones tanto en el eje x, y en el eje y, en el cual se evalúa si el valor de C/R no deba ser menor que la 0.11.

- V: cortante en la base de la edificación
- Z: factor de zona, 0.45
- U: factor de uso, 1.5
- C: factor de amplificación sísmica, 2.5
- S: factor de suelo, 1.05
- R: factor de reducción sísmica, $R_x=8$, $R_y=6$
- P: peso sísmico de la edificación

De ello, fue indispensable plantear que el programa tome en consideración la masa propia de los elementos como son: losas, vigas, columnas, placas, con la casilla marcada de “Element Self Mass”, en resumen no fue imprescindible



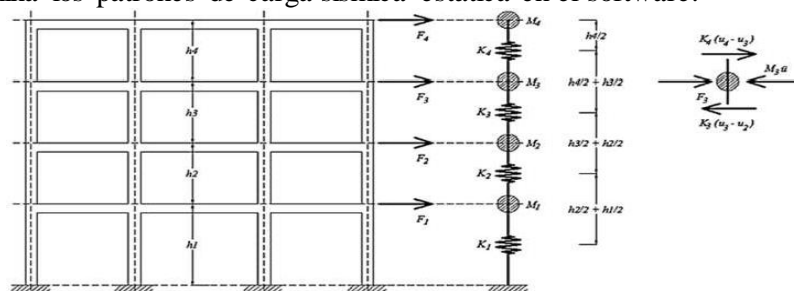
Figura 11. Programación de la masa sísmica en Etabs

agregar el patrón DEAD, porque se estaría repitiendo el peso de aquellos elementos que fueron modelados.

1) Mass source: Element Self Mass y Additional Mass toma en consideración de los elementos modelados su masa propia de: Vigas, Columnas, etc; a diferencia del Specified Load Patterns este toma la masa pero de los elementos no estructurales, como es el caso de los acabados, SD; tabiquerías, Tab; sobrecarga ;Live, y sobrecarga de techo; Live Up.

2) Load Pattern: se determinan cuales son los patrones de carga usados el porcentaje de participación según la E0.30 [1].

En teoría este modelo es correspondiente al modelo de los principios de acoplamiento de masas concentradas, Para su resolución se construye la matriz general y se calculan los desplazamientos, momentos, derivas, fuerzas, etc. Se observa que hay masas concentradas por cada nivel de entrepiso, luego se determina los patrones de carga sísmica estática en el software.



Entonces se fija en patrón de cargas las dos condiciones de carga lateral,

Figura 12. Modelo del principio de acoplamiento de masas concentradas Vlacev [28]

llamados SEX y SEY, de sismo estático equivalente en la dirección X y sismo estático equivalente en la dirección Y. Los coeficientes a emplear se determinaron por el usuario, user coefficient.

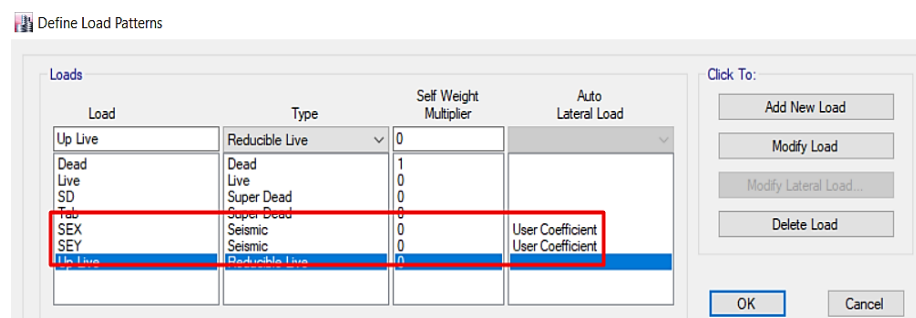


Figura 13. Descripción de los patrones de carga sísmica lateral equivalente en Sex, Sey

Luego fue indispensable la excentricidad y la dirección del análisis de la aplicación de cargas laterales en la estructura; y también el exponente de distribución de carga en la vertical del edificio k y el coeficiente de cortante basal C. Luego fue

imprescindible el sentido del análisis y de la excentricidad del aplicar la carga lateral a la estructura; en relación fue tomado en cuenta ambas direcciones X e Y. En los dos casos se tomo en cuenta la traslación pura X Dir., tomar en cuenta la excentricidad porque la meta del presente es definir la cortante basal estática y realizar del análisis comparativo con la cortante basal dinámica, de los principios del E.030 [1].

Los coeficiente C y K fueron calculados, con el programa de Excel mediante una hoja de calculo ver el anexo 10. Entonces del calculo de la cortante basal, V, en la direcciones correspondiente se ejecuta la fórmula:

$$V = C_S \cdot W$$

Donde:

- C_S = coeficiente de respuesta sísmica del ZUCS/R.
- W = peso sísmico efectivo.

Incluso es necesario calcular la distribución de las fuerzas sísmicas en la vertical del edificio. Se halla la fuerza cortante de cada entrepiso. Para calcular la distribución de las fuerzas sísmica en toda la verticalidad de la edificación, es necesario calcular la fuerza cortante de cada entrepiso con la ecuación por ASCE [27].

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$$

Donde:

- C_{vx} = factor de distribución vertical
- V = cortante basal de diseño
- w_x = peso sísmico en el entrepiso de análisis
- h_x = la altura del entrepiso en análisis, medido desde la base
- k = exponente relacionado a la forma de distribución de las cargas laterales. Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$. Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Terminando, de hallar los valores de C y K, fueron establecidos como se indica:

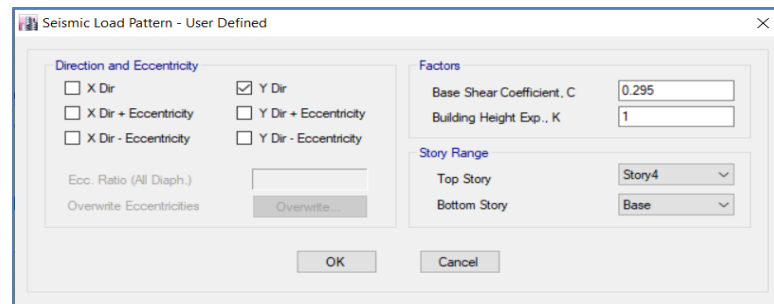
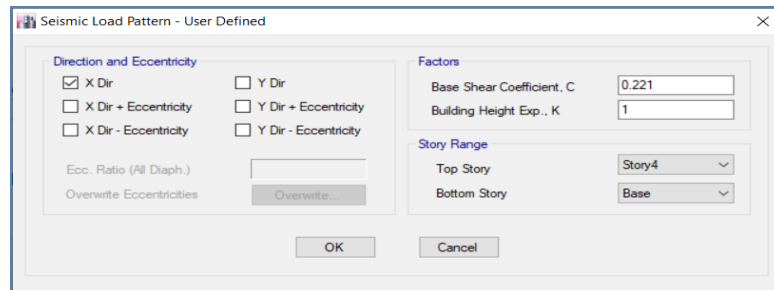


Figura 14. Programación del cálculo análisis sísmico estático en las dos direcciones: dir. x, dir. y

En conclusión se lograron los resultados que se muestran, el resultado para la cortante estática en la dirección X-X es de 358.55 tonf y el resultado de para la dirección y-y fue de 478.61 tonf.

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story4	SEX	Bottom	0	-28.6499	0
Story4	SEY	Bottom	0	0	-38.2431
Story3	SEX	Bottom	0	-177.3122	0
Story3	SEY	Bottom	0	0	-236.6837
Story2	SEX	Bottom	0	-294.0169	0
Story2	SEY	Bottom	0	0	-392.4659
Story1	SEX	Bottom	0	-358.5482	0
Story1	SEY	Bottom	0	0	-478.6051

Figura 15. Resultados de la cortante basal del análisis sísmico estático equivalente

Finalmente, a manera de resumen sobre el método estático equivalente, se puede decir que las solicitaciones sísmicas se simbolizan como un grupo de fuerzas horizontales que intervienen en cada piso. De esta manera las cargas laterales en cada entropiso dan una resultante en la base, denominada cortante basal V_{basal} . Sismo: Fuerza de Inercia, $F=m.a$

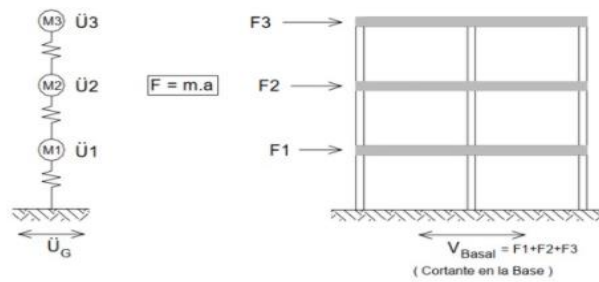


Figura 16. Aplicación de las fuerzas sísmicas en las masas concentradas de entrepiso

3.1.7 Análisis sísmico dinámico modal espectral

La acción sísmica es aleatoria y varía en el tiempo. Pero en lo general de los códigos de diseño representan las fuerzas en inercia inducidas por el sismo como el efecto neto de la acción sísmica en forma de la fuerza lateral estática equivalente de diseño. Esta fuerza se denomina cortante basal de diseño sísmico, y sigue siendo la cantidad principal involucrada en el diseño de edificios sismo-resistente basado en las fuerzas. Esta fuerza esta sujeta del peligro sísmico en el sitio del edificio representado por el factor Z de zona sísmica. Además, de acuerdo con la filosofía de aumentar las fuerzas de diseño para aumentar el rango elástico del edificio y, por lo tanto reducir el daño en él, los códigos tienden adoptar el factor de importancia para efectuar decisiones. Además, el movimiento sísmico neto de un edificio es un efecto combinado de la energía transportada por el sismo a diferentes frecuencias y el periodo natural del edificio. Los códigos muestran esto mediante la introducción de un factor de flexibilidad estructural. Finalmente, para que los edificios normales sean económicos, los códigos de diseño permiten algunos daños controlados para reducir el costo de la construcción. Esta filosofía se introduce con la ayuda del factor de reducción de respuesta R , que viene a ser más grande para edificios dúctiles y más pequeño para los frágiles.

Espectro sísmico de diseño

Un edificio de n grados de libertad puede concebirse matemáticamente como un conjunto de estructuras simples equivalentes de n grados de libertad, para cada una de las cuales le corresponde un solo periodo natural de vibración, que corresponde a uno de los modos de vibración de la edificación. Para una estructura de un solo grado de libertad tiene masa m , rigidez k y amortiguamiento estructural asociado, por lo tanto, todas las estructuras de un solo grado de libertad con la misma proporción de masa y rigidez tienen el mismo periodo natural de $2\pi(m * k)^{0.5}$.

Tal conjunto de estructuras con el mismo periodo natural o frecuencia de vibración, exhiben la misma historia de respuesta en el tiempo es decir la aceleración, velocidad y desplazamiento, cuando se someten a la misma demanda sísmica.

Usualmente el diseño sísmico de estructuras se realiza utilizando la fuerza máxima inducida en la estructura debido al sismo. La fuerza se puede definir de dos maneras: (i) masa m veces la aceleración a , que presenta la fuerza de inercia, o (ii) rigidez k veces el desplazamiento x que representa la fuerza elástica, es decir:

$$F=m.a \text{ o } F=k.x \quad \text{Ecuación: Fuerza sísmica}$$

Además, dado que el máximo absoluto de dicha respuesta es útil en el diseño, se genera un gráfico de la respuesta máxima para un espectro de estructuras con distintos periodos naturales de vibración T y el mismo amortiguamiento bajo el mismo movimiento sísmico en base de las estructuras.

En edificios, es más fácil calcular la masa del edificio que es efectiva durante el sismo, llamada masa sísmica igual al peso sísmico dividido por la aceleración debido a la gravedad, que evaluar la rigidez general. Por lo tanto, una vez que se estima el periodo natural vinculado a cada modo de vibración, se obtiene la fuerza lateral sísmica correspondiente multiplicando el valor del espectro de respuesta de aceleración con la masa asociada a cada modo. En el diseño de edificios, los códigos de diseño sísmico proporcionan un espectro de respuesta de diseño y la fuerza correspondiente obtenida se denomina fuerza lateral sísmica de diseño del edificio o cortante base sísmica.

Por lo tanto, el espectro de respuesta de aceleración permite que los ingenieros experimentados realicen cálculos rápidos de tipo envolvente para verificar los valores de fuerza generados en un edificio durante el sismo. En sentido estricto, el espectro de respuesta de aceleración de diseño es diferente para las diferentes ubicaciones en el país. Sin embargo, sería tedioso si los diseñadores deberían obtener este espectro de diseño por sí mismos para el diseño de edificios individuales en un país. Por lo tanto, los códigos de diseño prescriben que se use el mismo espectro de respuesta de aceleración de diseño en todo el país. Solo se realiza una corrección relacionada con las condiciones de suelo en el sitio. Se espera que los suelos blandos se agiten diferentes para ellos. Este espectro de respuesta de aceleración de diseño prescrito por los códigos es un espectro recomendado para su uso en el diseño de edificios simples, regulares y normales. Para el diseño de edificios especiales por ejemplo edificios altos, se debe llegar a un espectro de respuesta de aceleración de diseño específico para el sitio donde se proyectará el edificio.

Combinación espectral

De los modos de vibración los valores supremos que se calculan son llamados las respuestas espectrales; que se generan en distintos instante en el tiempo.

Si los parámetros de respuestas como los desplazamientos, deformaciones, fuerzas internas lo reproduce con r_i del modo "i", entonces para hallar la máxima respuesta se puede estimar solamente la respuesta "m" modos $m < n$ en conjunto con los principios de combinación a continuación:

- Suma de valores absolutos.

$$r_{\text{máx}} = |r_1| + |r_2| + \dots + |r_m|$$

- Media cuadrática.

$$r_{\text{máx}} = \sqrt{r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_m^2}$$

- Ponderado del la suma de valores absolutos y la media cuadrática

$$r_{\text{máx}} = \alpha \left(\sqrt{r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_m^2} \right) + \beta (|r_1| + |r_2| + \dots + |r_m|)$$

α y β son escalares menores o iguales a uno

Posiblemente, el principio o teoría que ha sido más publicada es de Combinación Cuadrática Completa (CQC)

Modos de vibración e interpretación de la razón de masa participativa modal de la tabla de ETABS:

Descrito anteriormente este método de análisis modal espectral o también llamado de superposición modal radica la teoría de combinar cada una de las respuestas llamadas espectrales por cada modo de vibración. Se sabe que por regla general que el número de modos por cada entrepiso es de 3; y que para este presente análisis sería un total de 12 modos de vibración por los 4 pisos de la estructura. En resumen, el calculo del número de los modos que se han de considerar en este análisis, son aquellos que promueva al menos el 90% de la masa participativa. A continuación se señala los tres primeros modos de vibración para la estructura los mismos que se asocian a los periodos de vibración.

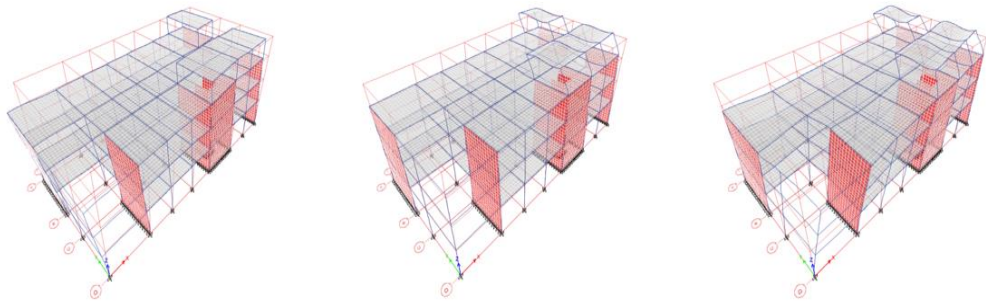


Figura 17. Tres primeros modos principales de vibración de la estructura

Modo 1, T=0.213 s.

Modo 2, T=0.129 s.

Modo 3, T=0.096 s.

Modo 1 es denominado el modo fundamental o de mayor peso. Para la determinación y evaluar los porcentajes de masa participativa de los modos de vibración de la estructura se ha examinado que no sean inferiores del 90% para cada una de las direcciones de análisis. Se ha comprobado que los porcentajes de masa participativa de la dirección X es del 100% y de la dirección Y es del 98%.

Para la evaluación de los llamados porcentajes de las masas en participación de los modos de vibración, se ha comprobado que las masas participativa en porcentaje en la dirección X es del 100% y en la dirección Y es del 98%.

Tabla 10
Porcentaje de masa participativa de cada modo de vibración

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.213	0.83	0.00	0.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.24	0.01
2	0.129	0.00	0.45	0.00	0.83	0.45	0.00	0.36	0.00	0.06
3	0.096	0.01	0.29	0.00	0.84	0.74	0.00	0.01	0.00	0.38
4	0.080	0.00	0.09	0.00	0.84	0.84	0.00	0.00	0.03	0.28
5	0.075	0.10	0.00	0.00	0.94	0.84	0.00	0.00	0.47	0.01
6	0.063	0.01	0.00	0.00	0.94	0.84	0.00	0.00	0.01	0.09
7	0.055	0.04	0.00	0.00	0.98	0.84	0.00	0.00	0.19	0.02
8	0.037	0.01	0.00	0.00	1.00	0.84	0.00	0.00	0.05	0.00
9	0.032	0.00	0.15	0.00	1.00	0.98	0.00	0.58	0.00	0.00
masa participativa >90%					OK	OK				

Fue realizada la “participating mass ratio” de ETABS. Entonces se muestra a continuación la tabla del Etabs y su interpretación:

Periodo 1(T1)= 0.213, traslación en x

Periodo 2(T2)=0.1290, traslación en y

Periodo 3(T3)=0.0960, rotación en z

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal 1	1	0.213	0.8316	4.872E-05	0	0.8316	4.872E-05	0	0.0005	0.2392	0.0123
Modal 2	2	0.129	0.0024	0.453	0	0.834	0.4531	0	0.3561	0.0006	0.0633
Modal 3	3	0.096	0.0057	0.2915	0	0.8397	0.7446	0	0.0059	0.0038	0.376
Modal 4	4	0.08	0	0.0908	0	0.8397	0.8354	0	0.0011	0.0272	0.276
Modal 5	5	0.075	0.0961	0.0018	0	0.9378	0.8372	0	0.0001	0.4739	0.0082
Modal 6	6	0.063	0.0055	0.0007	0	0.9434	0.8379	0	0.0002	0.0086	0.0904
Modal 7	7	0.055	0.0412	7.296E-06	0	0.9846	0.8379	0	0.0001	0.1932	0.0175
Modal 8	8	0.037	0.0142	1.167E-06	0	0.9808	0.8379	0	8.441E-06	0.0471	4.287E-05
Modal 9	9	0.032	0.0001	0.1463	0	0.9989	0.9842	0	0.5766	0.0003	0.0049
Modal 10	10	0.025	0.0009	0.0026	0	0.9997	0.9868	0	0.0093	0.0051	0.1384
Modal 11	11	0.02	7.26E-06	0.0118	0	0.9998	0.9986	0	0.0451	2.016E-05	0.0003
Modal 12	12	0.016	0.0001	0.0005	0	0.9999	0.9991	0	0.0019	0.0004	0.0105

Figura 18. Interpretación del porcentaje de masa participativa

#1: el primer modo predominante es traslación en la dirección X, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 83%, en comparación con la masa participativa Uy (0%) y Rz (1%).

#2: el segundo modo principal es traslación en la dirección Y, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 45%, en comparación con la masa participativa Ux (0%) y Rz (6%).

#3: el tercer modo principal es rotación en Z, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 38%, en comparación con la masa participativa Ux (1%) y Uy (29%).

Interpretando los tres primeros modos, es que si se identifica que los dos primeros modos son de traslación y el tercer modo es de torsión; es una señal que esta estructura presenta regularidad en planta no habría problemas de torsión. Mientras tanto, para las estructuras irregulares se presenta en el segundo modo principal el modo de torsión.

#4 : se denominan principales a los tres primeros modos de vibración, porque lo mismos son más recurrentes o de mayor porcentaje de participación; podemos observar que desde el modo 4 sus masas en participación menores de 8% son.

#5: de las normativas se conoce que no deba ser inferior al 90% el porcentaje de masa participativa. Se demuestra que para el caso del presente análisis sería apto la contemplación de solo 9 modos de vibración y no de 12 como se programó en el software.

Asignación del espectro de diseño en ETABS:

Aceleración Espectral:

Se empleara en cada una de las direcciones en horizontal del análisis el empleo del espectro inelástico de pseudo-aceleraciones explicado por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Entonces en el caso del análisis en la dirección de verticalidad, se permite usarse un valor de $2/3$ del espectro que fue utilizado en la dirección horizontal, en base a los valores de C, a excepción de la zona para periodos muy cortos ($T=0.2T_p$).

$$T = 0.2 T_p \qquad C = 1 + 7.5 \cdot \frac{T}{T_p}$$

Parámetros sísmicos

Factor de zona:	Zona 4	Z=0.45
Factor de suelo:	S ₂ Suelo Intermedio	S=1.05
	Periodo corto del suelo	T _p =0.60 s
	Periodo largo del suelo	T _L =2.00 s
Factor de uso:	Categoría A	U=1.50

Acorde a las propiedades del suelo, se determina el factor de amplificación sísmica (C), con las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

El coeficiente se analiza del factor de amplificación de la aceleración de la estructura dividido de la aceleración del suelo.

Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o)

Sistema Estructural: Concreto Armado, Pórticos

$$R_o=8.0$$

La verificación de la irregularidad en planta y altura se realizó con los criterios que demanda la norma E030 [1].

Revisión de	Irregularidad en Planta	I _p =1.00
Irregularidad	Irregularidad en Altura	I _a =1.00

$$R = R_o I_a I_p = 8.00$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Overstrength $\Omega = 1.50$

Se puede generar una curva de S_a vs T para los valores tabulados del anexo 11. En la curva, se contempla como es la demanda de la aceleración sísmica en la dirección X, también se graficó el espectro en la dirección Y. Para el caso de cuando se consideran las cargas sísmicas sobre la cimentación se empleó un factor de sobre resistencia (Ω) en el que también se muestra su espectro de diseño.

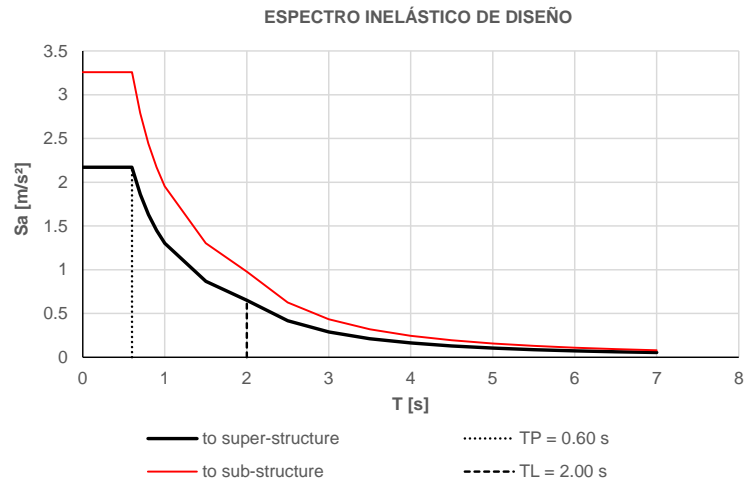


Figura 19. Espectro inelástico de diseño de la norma E.030 [1]



Figura 20. Mapa de zonificación sísmica de la norma E.030 [1]

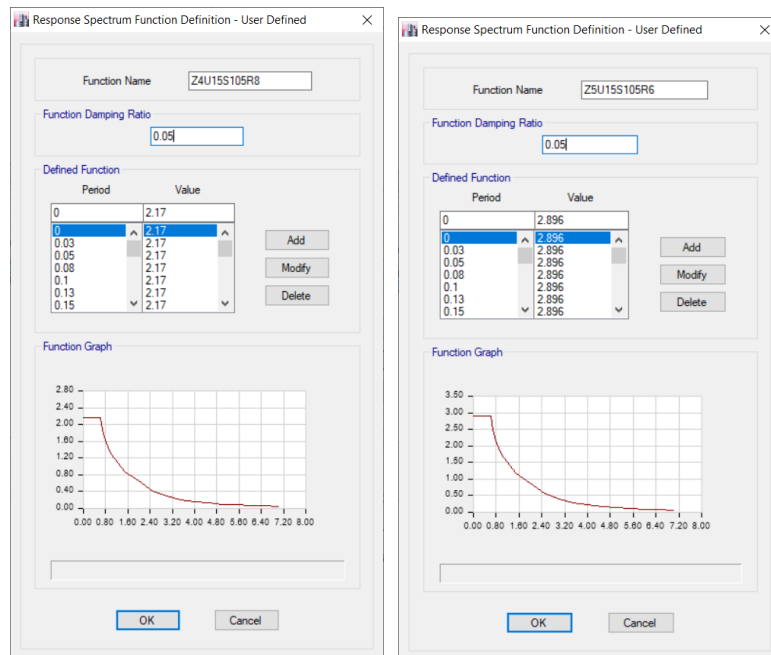


Figura 21. Espectro de diseño inelástico para cada dirección de análisis

Para un tiempo de retorno de 475 años y un 5% de relación de amortiguamiento, elaborado para Pisco, Ica.

Control de desplazamientos laterales:

Se indica que en ninguna de las dos direcciones luego de haber realizado el análisis no ha superado los límites permisible para la distorsión de entrepiso de 7‰ para concreto armado. Previamente se utilizó el análisis estático para comprobar las derivas, puesto que si se llegara al sobrepasar los límites que son permisibles, se tendría que alterar nuevamente la estructuración.

Por tanto se sabe que del análisis dinámico modal espectral brinda un mejor acercamiento a la respuesta elásticas a diferencia de lo que puede ofrecer un análisis estático. Pero si fue necesario hacer la comprobación de las cortantes basal en el análisis dinámico y del análisis estático.

Para el calculo de los desplazamientos laterales relativos de entrepiso fue resuelto desde los desplazamientos relativos elásticos, mediante la multiplicación de los desplazamientos elásticos por el valor de 0.75R. A continuación se procede a examinar los derivas del entrepiso se encuentren en lo estipulado de la normativa E0.30 [1].

Tabla 11
Control de desplazamiento relativo de entrepiso

NIVEL	CASO DE CARGA	DIRECCIÓN	DERIVA
Piso 3	DDX MAX	X	0.0023
Piso 2	DDX MAX	X	0.0027
Piso 1	DDX MAX	X	0.0021
máxima deriva= 0.0027			
deriva admisible=0.007			
NIVEL	CASO DE CARGA	DIRECCIÓN	DERIVA
PISO 3	DDY MAX	Y	0.0008
PISO 2	DDY MAX	Y	0.0008
PISO 1	DDY MAX	Y	0.0005
máxima deriva= 0.0008			
deriva admisible=0.007			

Diseño de losa aligerada unidireccional

Diseño por flexión:

De las siguientes ecuaciones:

$$0.85f'_c(b)(a) \left(d - \frac{a}{2} \right) = M_n \quad (1)$$

Donde:

- b = ancho de la sección
- d = peralte efectivo
- a = altura del bloque idealizado de compresiones del concreto

Para nuestro caso se asume que el área de acero es conocido y que corresponde ser mayor al área de acero mínima (A_{smin}).

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad (2)$$

Luego se obtiene el valor de "a".

$$a = A_s \frac{f_y}{0.85f'_c b} \quad (3)$$

Las ecuaciones (1), (2) y (3) fueron programadas en excel para hallar del acero su área requerida. En continuación, se mostrará un diseño del paño entre los ejes 1-2/A-B de la losa aligerada del techo del primer piso.

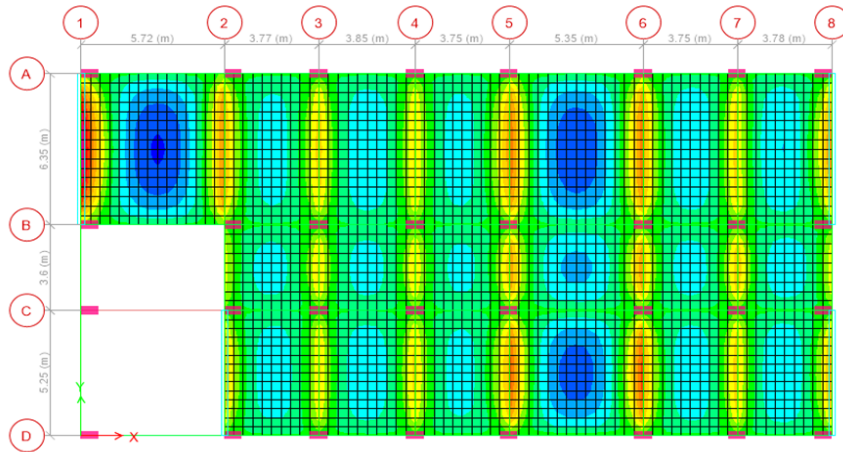


Figura 22. Momentos de diseño en el eje x-x de la losa aligerada del techo del primer piso

Luego, en el paño de análisis se registraron momentos en el extremo izquierdo, centro, y extremo derecho. Tener en cuenta que estos valores son por unidad de longitud (tonf/m).

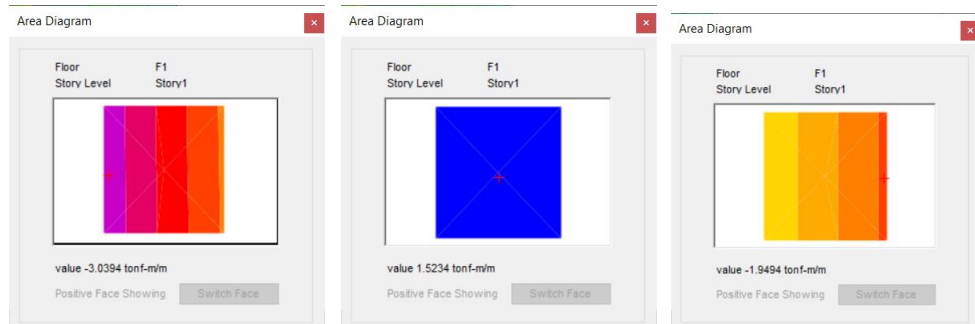


Figura 23. Momento de diseño (M^+ y M^-) para la vigueta más solicitada

Al redistribuir estas cargas por unidad de vigueta, tenemos los siguientes resultados.

$$M_{izq}^- = 3.03 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \times 0.40 = 1.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$M_{cent}^+ = 1.52 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \times 0.40 = 0.61 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$M_{der}^+ = 1.95 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \times 0.40 = 0.78 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Se muestra una hoja del Excel para realizar el diseño a flexión de elementos barra (viguetas). En el cual se ingresan las demandas de momento y la dimensión de las

viguetas; y se van iterando la cantidad de refuerzo de acero hasta cumplir con la condición de diseño.

	Paño 1-2/A-B			Paño 1-2/B-C			Paño 1-2/C-D		
	L. izqui	centro	L. derec	L. izqui	centro	L. derec	L. izqui	centro	L. derec
	1.21	0.61	0.78	0.61	0.21	0.51	0.54	0.28	0.46
fy	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
fc	210	210	210	210	210	210	210	210	210
h	25	25	25	20	20	20	20	20	20
b	10	40	10	10	40	10	10	40	10
rec+db/2	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Q#3			1	1					
Q#4	2	1	1	1	1	1	1	1	1
Q#5									
Q#6									
Q#8									
As	2.58	1.29	2.00	2.00	1.29	1.29	1.29	1.29	1.29
d	22	22	22	17	17	17	17	17	17
a	6.1	0.8	4.7	4.7	0.8	3.0	3.0	0.8	3.0
p	0.012	0.001	0.009	0.012	0.002	0.008	0.008	0.002	0.008
pb	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021
pmáx=0.75*pb	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.011
pmáx=0.50*pb	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
pmin	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024
Asmin	0.53	2.13	0.53	0.41	1.64	0.41	0.41	1.64	0.41
0.75*pb = Asmáx	3.53	14.14	3.53	2.73	10.92	2.73	2.73	10.92	1.82
0.50*pb = Asmáx	2.36	9.42	2.36	1.82	7.28	1.82	1.82	7.28	1.82
Ø Mn ton-m	1.8	1.1	1.5	1.1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
D/C	66%	58%	53%	55%	26%	67%	72%	34%	61%
	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

Figura 24. Diseño a flexión de viguetas

Verificamos que la vigueta de $b = 10\text{cm}$ y $h = 25\text{ cm}$ requiere refuerzo de $2\text{Ø}1/2''$ para el extremo izquierdo; $1\text{Ø}1/2''$ como acero positivo; y $1\text{Ø}1/2'' + 1\text{Ø}3/8''$ para el extremo derecho. Además, se observó una relación D/C (Demanda/Capacidad) máxima de 0.66.

Del refuerzo por temperatura y contracción: Fundamentado normativa E.060 [2], el cual constituye un factor de 0.0018 para losas que maneja barras corrugadas y con fluencia de 4200 Kg/cm^2 , siendo nuestra losa de 5cm , entonces:

$$A_{\text{stemperatura}} = 0.0018 (bd) = 0.0018(40 \times 5) = 0.36 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$S = \frac{A_{\phi 1/4''}}{A_{\text{stemperatura}}} \times 100 = \frac{0.32}{0.36} \times 100 = 88.90 \text{ m}$$

$$S_{\text{máx.}} = 5t = 5(5 \text{ cm}) = 25 \text{ m}$$

Por lo tanto, se usará acero corrugado de $\text{Ø}1/4'' @ 25 \text{ cm c/c}$.

Diseño por corte:

De la normativa se deber de cumplir que: $V_u \leq \phi V_c$. En el que V_u es la fuerza cortante última y V_c es la resistencia cortante nominal. De manera que tiene que cumplir que la resistencia nominal multiplicada por un factor de la norma E0.60 [2], deberá ser mayor a la resistencia corte requerida. Se sabe que el factor $\phi=0.53$, se fija que se diseñará con un 10% más en la resistencia al corte.

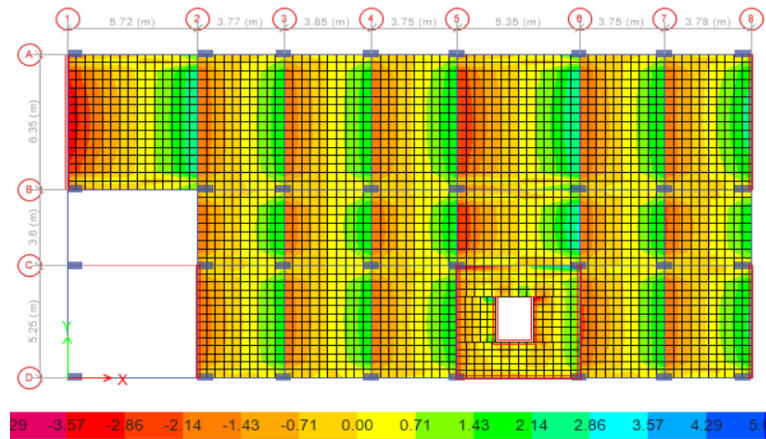


Figura 25. Diagrama de fuerzas cortantes en losa aligerada (tonf/m)

Luego se muestra el diseño del paño entre los ejes 1-2/A-B de losa aligerada del primer piso. Los calculos de la fuerza por corte que entrega el software esta expresada en Fuerza/Unidad de longitud (tonf/m); por lo que será necesario redistribuir por el ancho tributario de la vigueta (0.40m).

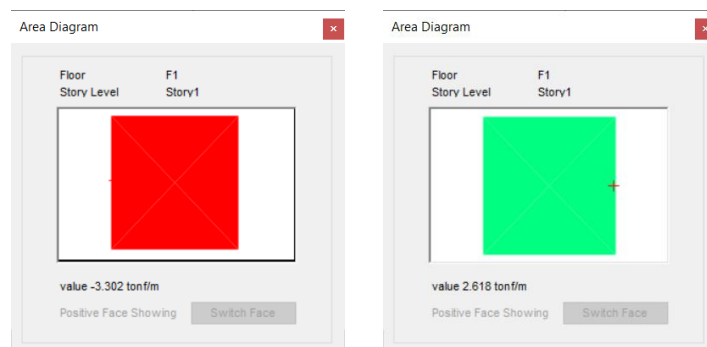


Figura 26. Diagrama de fuerzas cortantes en viguetas

$$V_{izq}^- = 3.30 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \times 0.40 = 1.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$V_{der}^+ = 2.62 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \times 0.40 = 0.78 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

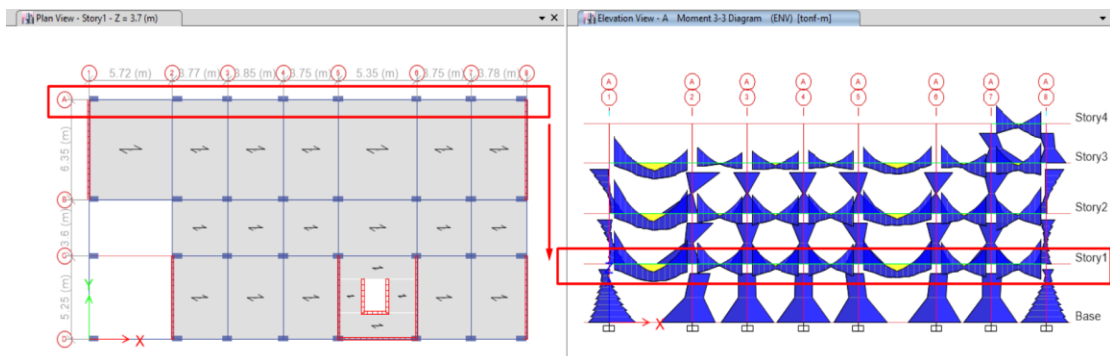
Tabla 12
Diseño a corte de viguetas

	Paño 1-2/A-B	Paño 1-2/B-C	Paño 1-2/C-D
L(m)	5.72	3.65	3.85
Vest.(ton)	1.32	0.78	0.78
b(cm)	Sin ensanche	Sin ensanche	Sin ensanche
$\emptyset Vc$ ton	1.58	1.22	1.22
	84%	64%	64%
	Ok	Ok	Ok

Se observa la hoja de cálculo por cortante. Se ingresa la demanda a corte 1.32 tonf, y se observa que la resistencia de diseño $\emptyset Vc$ es 1.58 tonf; con lo cual se tiene una relación $D/C = 0.84$. Con lo cual se cumpla con la condición de diseño.

Diseño de vigas

Diseño por flexión: El trabajo principal del refuerzo es controlar estas grietas por flexión que se producen en la viga. Por ello, se añade este refuerzo en la parte central inferior, la cual conoceremos con acero positivo $As(+)$. Para el caso de elementos continuos, y los esfuerzos en tracción se muestran en los extremos de cada tramo, en el borde superior de la viga, las cuales serán conocidas como acero negativo $As(-)$. Como ejemplo práctico, se mostrará cómo se calculó el refuerzo para la viga del eje A / ejes 1-8 del primer piso. Para ello, del análisis realizado con el ETABS se obtienen los valores del momento último de la envolvente de las combinaciones de carga previamente definidas.



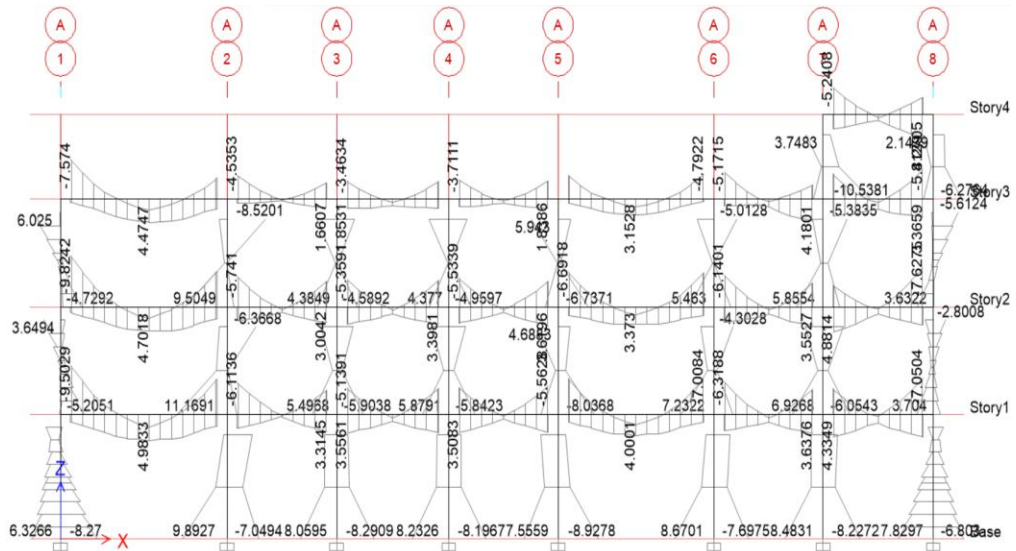


Figura 27. Diagrama de momentos envolvente Mu 3-3

Se consideró como datos de entrada, $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ la resistencia del concreto a compresión, esfuerzo en fluencia para el acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, los momentos para demanda o diseño Mu para cada tramo de viga (izquierda, centro, y derecha), se consideraron las medidas de la viga del predimensionamiento $b= 30 \text{ cm}$ y $h = 60 \text{ cm}$. Luego, se fue iterando la cuantía de acero para refuerzo hasta se cumpla con la condición de diseño en el que el $\phi M_n > M_u$; u otro factor de evaluación es la relación demanda/capacidad (D/C), para este caso obtuvieron D/C de 0.63 como máximo. Por lo tanto, todas las secciones y refuerzos propuestos cumplen con la resistencia a carga a flexión.

Datos																			
$f'c =$	210	kg/cm ²																	
$f_y =$	4200	kg/cm ²																	
EJE A	Mu	bw	h	h-d	Q#3	Q#4	Q#5	Q#6	Q#8	As	d	a	p	Asmin	50*pb = Asmax	ϕM_n	D/C		
		[tn-m]	[cm]	[cm]	[cm]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	[Ø]	[cm ²]	[cm]	[cm]		[cm ²]	[cm ²]	[tn-m]		
1° piso A/1-2	M _{uizq.}	9.5	30	60	9			4	4	19.36	51	15.2	0.013	3.70	16.39	31.8	30%	Ok!	
	M _{ucent.}	4.98	30	60	6			2	2	4.00	54	3.1	0.002	3.91	17.35	7.9	63%	Ok!	
	M _{uder.}	6.11	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	33%	Ok!	
1° piso A/2-3	M _{uizq.}	6.11	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	33%	Ok!	
	M _{ucent.}	3.31	30	60	6			2	2	4.00	54	3.1	0.002	3.91	17.35	7.9	42%	Ok!	
	M _{uder.}	5.14	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	28%	Ok!	
1° piso A/3-4	M _{uizq.}	5.14	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	28%	Ok!	
	M _{ucent.}	3.55	30	60	6			2	2	4.00	54	3.1	0.002	3.91	17.35	7.9	45%	Ok!	
	M _{uder.}	5.14	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	28%	Ok!	
1° piso A/4-5	M _{uizq.}	3.51	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	19%	Ok!	
	M _{ucent.}	3.51	30	60	6			2	2	4.00	54	3.1	0.002	3.91	17.35	7.9	44%	Ok!	
	M _{uder.}	5.56	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	30%	Ok!	
1° piso A/5-6	M _{uizq.}	5.56	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	30%	Ok!	
	M _{ucent.}	4.01	30	60	6			2	2	4.00	54	3.1	0.002	3.91	17.35	7.9	51%	Ok!	
	M _{uder.}	7.01	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	38%	Ok!	
1° piso A/6-7	M _{uizq.}	6.32	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	34%	Ok!	
	M _{ucent.}	3.64	30	60	6			2	2	4.00	54	3.1	0.002	3.91	17.35	7.9	46%	Ok!	
	M _{uder.}	3.64	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	20%	Ok!	
1° piso A/7-8	M _{uizq.}	4.33	30	60	6			2	2	9.68	54	7.6	0.006	3.91	17.35	18.4	24%	Ok!	
	M _{ucent.}	4.33	30	60	6			2	2	4.00	54	3.1	0.002	3.91	17.35	7.9	55%	Ok!	
	M _{uder.}	7.05	30	60	9			3	3	14.52	51	11.4	0.009	3.70	16.39	24.9	28%	Ok!	

Figura 28. Diseño por flexión de vigas

Diseño por corte

Del diseño por corte se comienza a conseguir la resolución del análisis estructural, de lo obtenido como las fuerzas cortantes últimas por el envolvente al corte, para longitud “d”, peralte efectivo, para la cara de la viga. Se sabe que del espaciamiento de acero de refuerzo transversal y la sección de concreto de la viga estas generan la resistencia al corte de la viga.

Se presenta una síntesis de como se estima la cortante de diseño plástica de una viga con responsabilidad sísmica. Donde el $f_s = 1.25f_y$, $\phi = 1.0$ para calcular el momento nominal M_n . Además, tener en consideración que concreto su resistencia a la cortante se debe despreciar cuando la $V_{plastica} > 0.5V_e$ y $P_u < A_g f'_c / 20$.

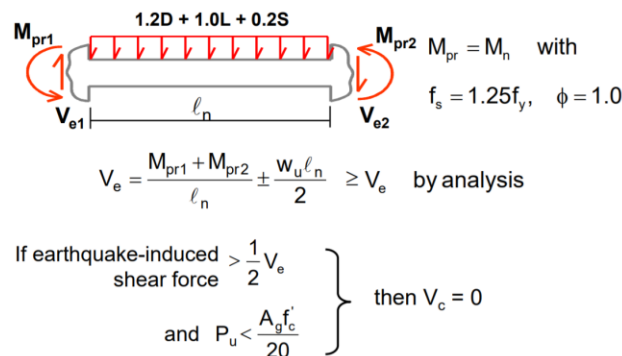


Figura 29. Estimación de la cortante de diseño

De acuerdo para ejemplo se realizó el cálculo el refuerzo para la viga del eje A / ejes 1-8 del primer piso. Prosiguiendo con las teorías del ingeniero Moehle [28], se calcularon las cortantes para el caso estático en el programa Etabs. En el que la combinación de $W_u = 1.2 D + 0.5L$. se esta utilizando para la cortante estática y esta combinación fue introducida en el programa ETABS y se lleva a cabo el calculo de las cortantes estáticas para demanda.

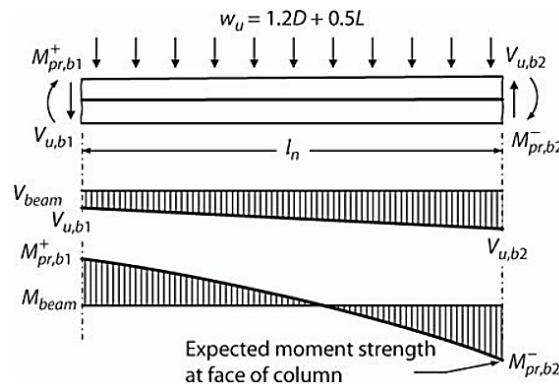


Figura 30. Estimación de la cortante de diseño Moehle, J

$$V_{u,b1} = \frac{M_{pr,b1}^+ + M_{pr,b2}^-}{I_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

$$V_{u,b2} = \frac{M_{pr,b1}^+ + M_{pr,b2}^-}{I_n} - \frac{w_u l_n}{2}$$

Se muestran los resultados del análisis estructural.

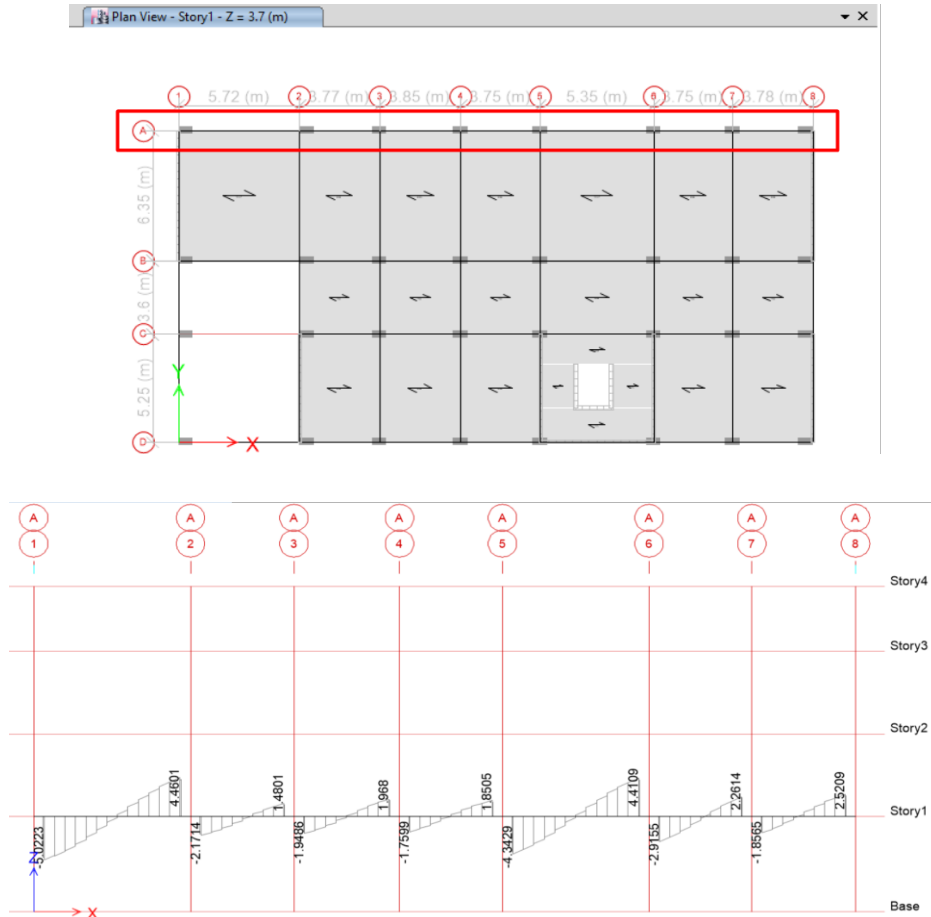


Figura 31. Diagrama de fuerzas cortantes tnf, para $W_u = 1.2D + 0.5L$

En la hoja de cálculo se exponen los productos alcanzados con la hoja de cálculo que fue programa de las ecuaciones ya señaladas anteriormente. En ella, se puede observar que secciones asignadas a las vigas cumplen una resistencia requerida y el refuerzo de estribos típico en las zonas de rótulas cumple con $E3/8'' @ .10m$ c/c.

f_c kg / cm ²	210
f_y	4200
$1.25 \cdot f_y$	5250

Vigas con sismo

EJE A	bw	h	h-d	d	Ln	As izq	As der	Mpr izq	Mpr der	Vp	Vu	Vc	V'u	Vs máx	Av	#3@	USAR	
1° piso A/1-2	30	60	6	54	527	19.36	9.68	1,737,402	868,701	4,945	5,022	0	9,967	49,300	0.0517	27.5	10	Ok!
1° piso A/2-3	30	60	6	54	295	9.68	9.68	1,806,490	1,806,490	12,247	2,171	0	14,418	49,300	0.0748	19.0	10	Ok!
1° piso A/3-4	30	60	6	54	315	9.68	9.68	1,806,490	1,806,490	11,470	1,968	0	13,438	49,300	0.0697	20.4	10	Ok!
1° piso A/4-5	30	60	6	54	305	9.68	9.68	1,806,490	1,806,490	11,846	1,850	0	13,696	49,300	0.0710	20.0	10	Ok!
1° piso A/5-6	30	60	6	54	465	9.68	9.68	1,806,490	1,806,490	7,770	4,411	0	12,181	49,300	0.0632	22.5	10	Ok!
1° piso A/6-7	30	60	6	54	305	9.68	9.68	1,806,490	1,806,490	11,846	2,916	0	14,762	49,300	0.0766	18.5	10	Ok!
1° piso A/7-8	30	60	6	54	308	9.68	14.52	1,806,490	2,709,736	14,663	2,521	0	17,184	49,300	0.0891	15.9	10	Ok!

Figura 32. Secciones de viga y refuerzo asignado

Diseño de columnas

Diseño a flexocompresión en columnas

Por lo tanto para graficar el diagrama de interacción, se requiere realizar las agrupaciones de carga y hacer cumplir que las combinaciones del (M_u , P_u) estén ubicadas por dentro del diagrama.

Se proyecta el diagrama de interacción con los siguiente pasos, a través de una hoja de cálculo.

Punto 1: Falla en compresión pura

Si un elementos sometido a compresión pura, su resistencia última no será mayor que:

$$\phi P_n(\text{máx}) = \phi 0.80(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y) \quad (4)$$

Dónde:

- $P_n(\text{máx})$: Resistencia nominal en compresión pura
- ϕ : Factor de Reducción de Resistencia ($\Phi=0.7$)
- A_g : Área bruta de la sección del elemento
- A_{st} : Área total de acero de refuerzo

Punto 2: Tracción cero

Se desestima la resistencia a tracción del concreto, fundamentado este paso la sección se agrieta en su limite, entonces el compartamiento es de parcialmente fisurada para este punto de sección.

Punto 3: Deformación nula en el acero a tracción

Compete a lo que la deformación sea nula para el refuerzo de la tracción al más alejado de los bordes a compresión

Punto 4: Deformación del 50% en el acero a tracción

Pertenciente a los esfuerzos para el refuerzo de tracción este apartado del límite a compresión similar del 50% para la fluencia ($\epsilon_s = 0.5 \epsilon_y$, $f_s = 0.5 f_y$).

Punto 5: Falla balanceada

El recorrido de la falla: compresión y tracción es la falla balanceada que se puede definir con precisión, así mismo este refuerzo a tracción que esta apartado al límite por compresión va lograr alcanzar la fluencia ($\epsilon_s = \epsilon_y$, $f_s = f_y$).

Punto 6: Falla en flexión pura

Cambio en el factor de reducción de 0.70 a 0.90, en el punto:

Punto 7: Falla a tracción pura

Sucede en el que la carga axial sea nula porque pertenece a una falla de flexión pura.

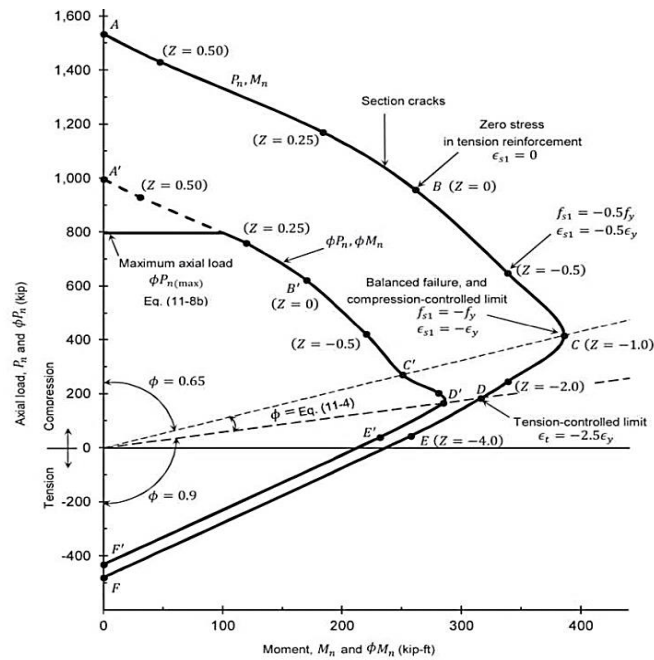


Figura 33. Diagrama de interacción en elementos a flexo-compresión por Wight [29]

Con el cálculo acero de refuerzo a flexión, con las ecuaciones previamente mostradas se realizó una programación en hoja de Excel. Como ejemplo práctico, se señala el cálculo una columna del eje B / ejes 3 del primer piso. Para ello, del análisis realizado con el ETABS se obtienen los valores del momento último de la envolvente de las combinaciones de carga previamente definidas.

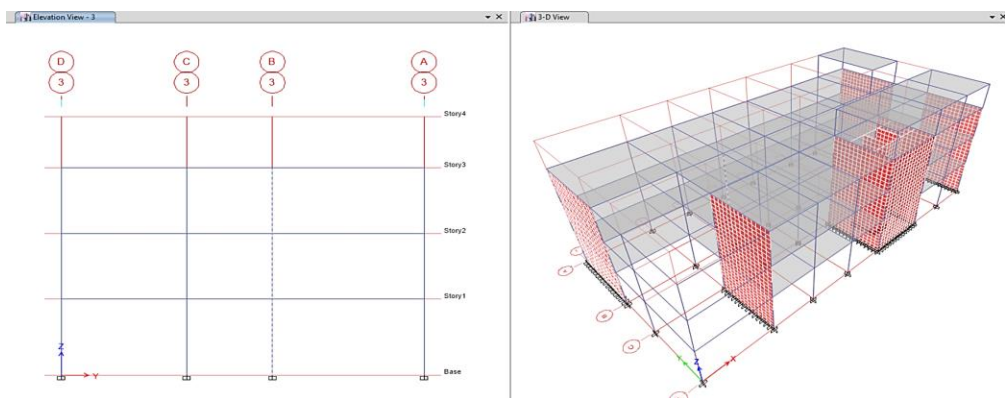


Figura 34. Ubicación de columna C-11, en B/3

Las cargas de factoradas actuantes en la columna de análisis se muestra la tabla XII:
Cargas factoradas actuantes (Pu, Mu) en la columna C11.

Tabla 13
Cargas actuantes factoradas: Pu-Mu

Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
Story3	C11	UDL	0	-26.92	-0.4257	-3.2663	0.0033	-4.8987	-0.5901
Story3	C11	SSX Max	0	-22.708	2.6369	-2.5688	0.0344	-3.8696	3.5922
Story3	C11	SSX Min	0	-22.745	-3.3452	-2.9259	-0.0287	-4.4033	-4.5744
Story3	C11	SSY Max	0	-22.562	-0.2194	-2.2685	0.0344	-3.4163	-0.2816
Story3	C11	SSY Min	0	-22.891	-0.4889	-3.2262	-0.0287	-4.8565	-0.7006
Story3	C11	CSX Max	0	-11.945	2.8233	-1.2318	0.0332	-1.9136	3.8498
Story3	C11	CSX Min	0	-11.982	-3.1588	-1.5889	-0.03	-2.4473	-4.3168
Story3	C11	CSY Max	0	-11.945	2.8233	-1.2318	0.0332	-1.9136	3.8498
Story3	C11	CSY Min	0	-11.982	-3.1588	-1.5889	-0.03	-2.4473	-4.3168
Story2	C11	UDL	0	-62.357	-0.3628	-2.764	0.0019	-4.4592	-0.7752
Story2	C11	SSX Max	0	-52.6	2.9913	-2.171	0.0337	-3.4867	4.5957
Story2	C11	SSX Min	0	-52.686	-3.6115	-2.4902	-0.0305	-4.0075	-5.9265
Story2	C11	SSY Max	0	-52.212	-0.2171	-1.9229	0.0302	-3.0769	-0.5139
Story2	C11	SSY Min	0	-53.074	-0.403	-2.7383	-0.0269	-4.4173	-0.8169
Story2	C11	CSX Max	0	-27.669	3.1247	-1.0572	0.0331	-1.6501	4.872
Story2	C11	CSX Min	0	-27.755	-3.4782	-1.3764	-0.0312	-2.1709	-5.6502
Story2	C11	CSY Max	0	-27.669	3.1247	-1.0572	0.0331	-1.6501	4.872
Story2	C11	CSY Min	0	-27.755	-3.4782	-1.3764	-0.0312	-2.1709	-5.6502
Story1	C11	UDL	0	-94.368	-0.2434	-1.0747	0.0007	-1.295	-0.2942
Story1	C11	SSX Max	0	-79.415	2.9141	-0.8056	0.0214	-0.894	7.0489
Story1	C11	SSX Min	0	-79.54	-3.3332	-0.9891	-0.0202	-1.2686	-7.5546
Story1	C11	SSY Max	0	-78.846	-0.0925	-0.6228	0.02	-0.512	-0.0015
Story1	C11	SSY Min	0	-80.11	-0.3266	-1.1719	-0.0188	-1.6505	-0.5042
Story1	C11	CSX Max	0	-41.102	2.9989	-0.3453	0.0211	-0.3394	7.1527
Story1	C11	CSX Min	0	-41.226	-3.2484	-0.5287	-0.0204	-0.714	-7.4508
Story1	C11	CSY Max	0	-41.102	2.9989	-0.3453	0.0211	-0.3394	7.1527
Story1	C11	CSY Min	0	-41.226	-3.2484	-0.5287	-0.0204	-0.714	-7.4508

Luego, para componer el diagrama de interacción utilizamos el software ETABS. Se muestra como se calculó el diagrama de interacción empleado el Section Designer del ETABS.

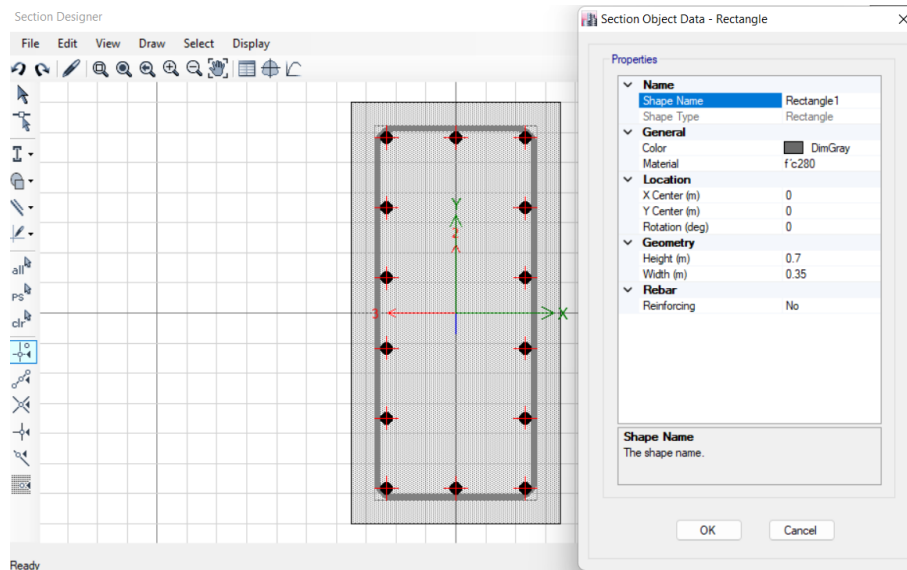


Figura 35. Construcción del diagrama de interacción con el Section Designer de Etabs

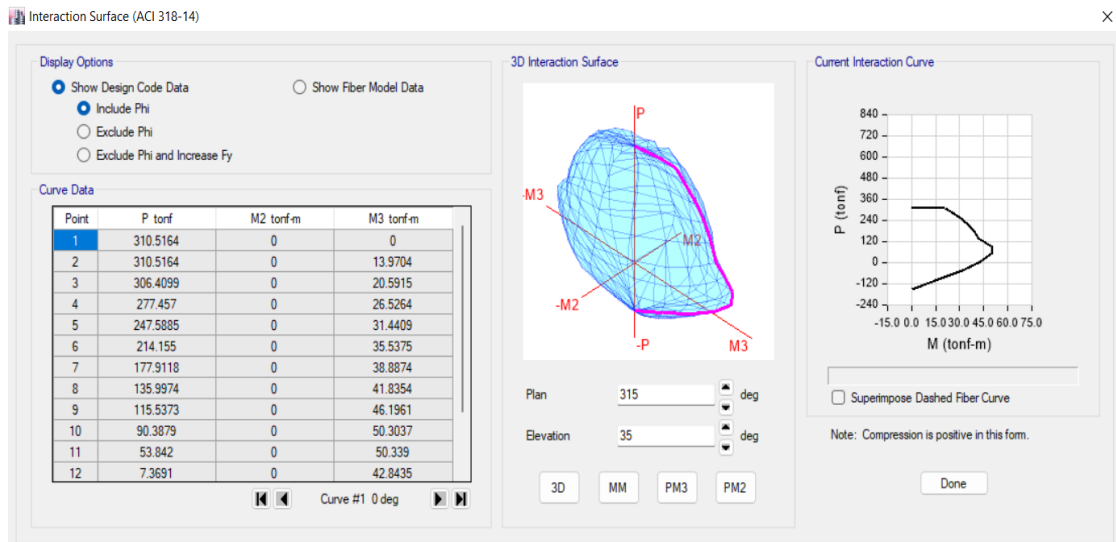


Figura 36. Resultados del diagrama de interacción para la sección definida del Etabs

En la hoja de cálculo desarrollada, se programó la reconstrucción del diagrama de interacción con los datos obtenidos del ETABS.

Tabla 14
Resistencia nominal Pn, Mn

P-M2	P	M2	P	M2	P-M3	P	M3	P	M3
1	-477.72	0.00	-477.72	0.00	1	-477.72	0.00	-477.72	0.00
2	-477.72	11.35	-477.72	-11.35	2	-477.72	21.49	-477.72	-21.49
3	-462.11	17.05	-462.11	-17.05	3	-471.40	31.68	-471.40	-31.68
4	-417.13	21.54	-417.13	-21.54	4	-426.86	40.81	-426.86	-40.81
5	-366.20	25.61	-366.20	-25.61	5	-380.91	48.37	-380.91	-48.37
6	-311.13	29.03	-311.13	-29.03	6	-329.47	54.67	-329.47	-54.67
7	-249.84	32.00	-249.84	-32.00	7	-273.71	59.83	-273.71	-59.83
8	-176.65	34.52	-176.65	-34.52	8	-209.23	64.36	-209.23	-64.36
9	-138.66	32.81	-138.66	-32.81	9	-160.09	64.01	-160.09	-64.01
10	-95.95	30.28	-95.95	-30.28	10	-109.95	61.19	-109.95	-61.19
11	-48.04	26.72	-48.04	-26.72	11	-59.82	55.93	-59.82	-55.93
12	-1.07	21.65	-1.07	-21.65	12	-8.19	47.60	-8.19	-47.60
13	63.67	13.97	63.67	-13.97	13	48.79	34.83	48.79	-34.83
14	140.74	4.31	140.74	-4.31	14	106.89	18.50	106.89	-18.50
15	166.92	0.00	166.92	0.00	15	166.92	0.00	166.92	0.00

Tabla 15
Resistencia nominal reducida ϕP_n , ϕM_n

P-M2	P	M2	P	M2	P-M3	P	M3	P	M3
1	-310.52	0.00	-310.52	0.00	1	-310.52	0.00	-310.52	0.00
2	-310.52	7.38	-310.52	-7.38	2	-310.52	13.97	-310.52	-13.97
3	-300.37	11.08	-300.37	-11.08	3	-306.41	20.59	-306.41	-20.59
4	-271.14	14.00	-271.14	-14.00	4	-277.46	26.53	-277.46	-26.53
5	-238.03	16.65	-238.03	-16.65	5	-247.59	31.44	-247.59	-31.44
6	-202.23	18.87	-202.23	-18.87	6	-214.16	35.54	-214.16	-35.54
7	-162.40	20.80	-162.40	-20.80	7	-177.91	38.89	-177.91	-38.89
8	-114.82	22.44	-114.82	-22.44	8	-136.00	41.84	-136.00	-41.84
9	-100.07	23.68	-100.07	-23.68	9	-115.54	46.20	-115.54	-46.20
10	-78.88	24.89	-78.88	-24.89	10	-90.39	50.30	-90.39	-50.30
11	-43.24	24.05	-43.24	-24.05	11	-53.84	50.34	-53.84	-50.34
12	-0.96	19.48	-0.96	-19.48	12	-7.37	42.84	-7.37	-42.84
13	57.31	12.57	57.31	-12.57	13	43.91	31.34	43.91	-31.34
14	126.67	3.88	126.67	-3.88	14	96.20	16.65	96.20	-16.65
15	150.22	0.00	150.22	0.00	15	150.22	0.00	150.22	0.00

Tabla 16
Características de la sección

Hpiso	Altura libre de Entrepiso	3.70 m	$f_c =$	280
B	Dimensión Columna en 22	35 cm	$f_y =$	4200
Hn	Dimensión Columna en 33	70 cm		
Ag	Área sección transversal bruta	2450 cm ²		
dbl	Diámetro barra longitudinal	1.59 cm	Asumiento fierros de 1"	
dbe	Diámetro barra estribo	0.95 cm	2 Estribos de fierros de 3/8"	

Mediante la Norma E0.60 [2] se conoce que la cuantía es mínima para los aceros longitudinales es a 1% de la sección bruta de concreto y el máximo de 6%. Para el caso que se obtuvieran cuantías mayor al 4%, se detallará los refuerzos de las uniones en las vigas.

$A_s = 39.76 \text{ cm}^2$: área total del refuerzo longitudinal

Q#4	Q#5	Q#6	Q#8
		14	

$\rho_{AS} = 1.62\%$ Ok: Debe estar entre 1% y 4%, la cuantía de refuerzo longitudinal.

La diferencia del centro al centro, transversal del elemento en su eje, en medio de las ramas de estribos cerrados en confinamientos que son múltiples o en medio de grapas suplementarias, h_x , no deben superar 350 mm medido de centro a centro.

Separación entre barras longitudinales (cara a cara) en 22

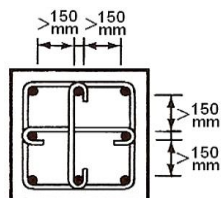
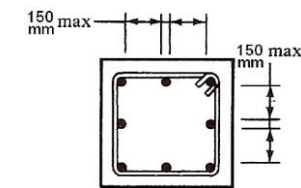
S_{dbI-22} 10cm, ok!

# Q_L	$\varnothing_{As Long}$	\varnothing_{Est}	Recub.
3	1.91 cm	0.95 cm	4 cm

Separación entre barras longitudinales (cara a cara) en 33

S_{dbI-33} 10cm, ok!

# \varnothing_L	$\varnothing_{As Long.}$	$\varnothing_{Est.}$	Recub.
6	1.91 cm	0.95 cm	4 cm



Nota: Si añadimos ramas de estribos podemos tener espaciamientos entre éstas > a 15cm pero No > a 35cm

Figura 37. Separación de las barras longitudinales en sección

Los refuerzos longitudinales propuestos en la sección cumplen con la resistencia a flexo-compresión requerida

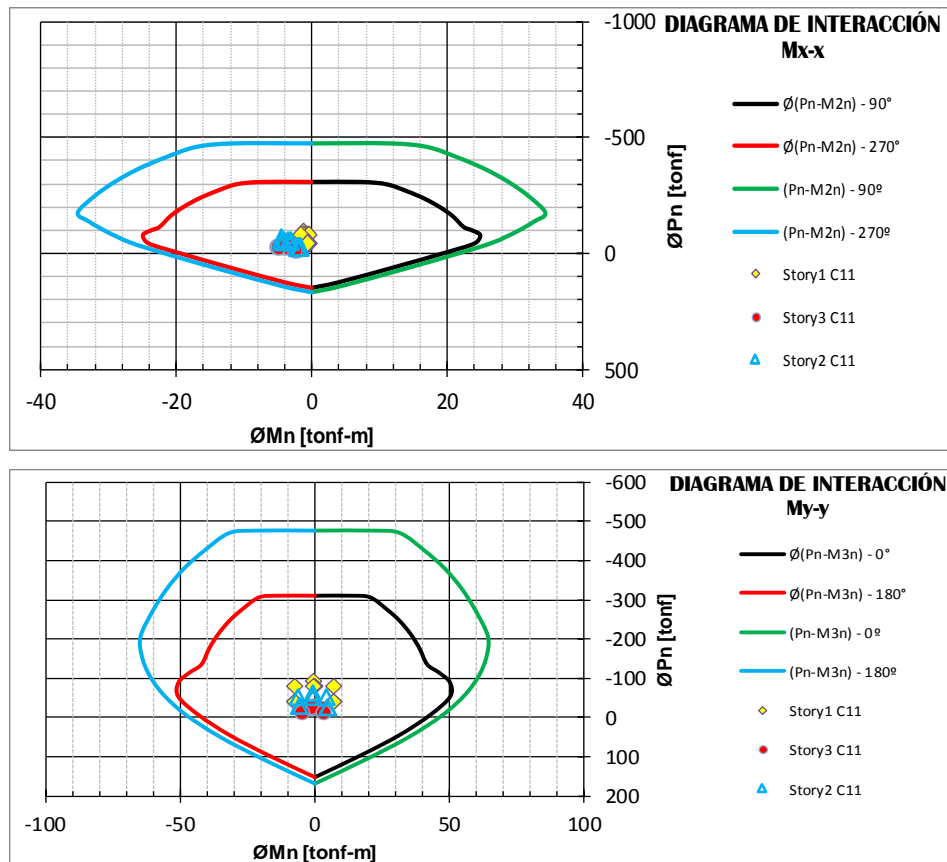


Figura 38. Diagramas de interacción para ambas direcciones Pm3 y Pm2

Diseño a por capacidad a corte en columnas:

La cortante de diseño V_u , se define tomando las fuerzas máximas que se producen en las caras de los nudos por cada extremo del elemento. Para su calculo de las fuerzas se emplean las máximas resistencias en flexión probables ($M_{pr}=1.25 M_n$), que comprende las cargas axiales amplificadas P_u , que se aplican.

Momento nominal (Mn) asociado a Pu		
Mn - 22 Positivo	-94.37 <----->	61.19
Mn - 22 Negativo	-94.37 <----->	-61.19
	Mn33 =	61.19
Resist. Máx. prob.	Mpr = 1.25Mn =	76.49

Momento nominal (Mn) asociado a Pu		
Mn - 33 Positivo	-94.37 <----->	30.28
Mn - 33 Negativo	-94.37 <----->	-30.28
	Mn22 =	30.28
Resist. Máx. prob.	Mpr = 1.25Mn =	37.85

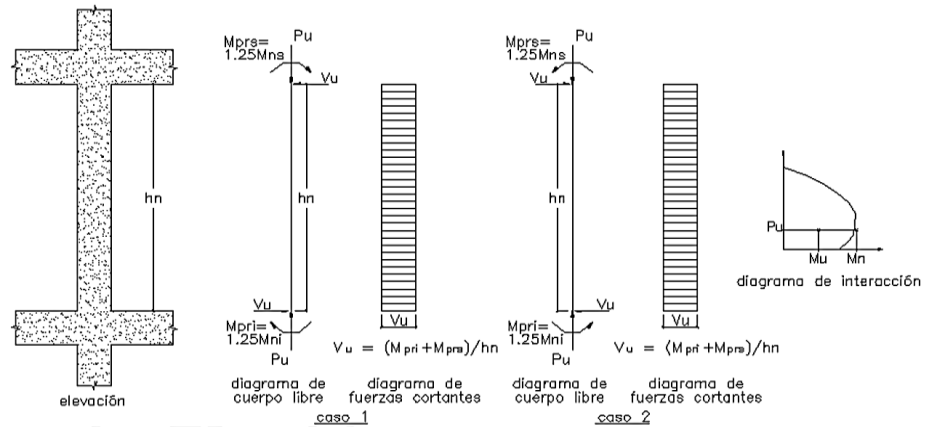
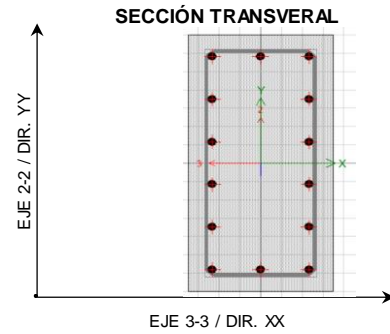


Figura 39
Fuerza cortante de diseño de columna

Las cargas gravitacionales y sísmicas, se calcula la fuerza axial última "Pu" para que proceda al calculo columnas la mayor resistencia a flexión.

Tabla 17
Diseño por capacidad

	Eje 3-3	Eje 2-2
Vu=	3.27 tonf	3.61 tonf
Mpr=	37.9 tonf-m	76.5 tonf-m
$V_p = (M_{pr1} + M_{pr2}) / H_n$	20.46 tonf	41.34 tonf
$V_e = V_p + V_u =$	23.73 tonf	44.96 tonf

$$V_p = \left(\frac{M_{pr\ sup}^{\pm} + M_{pr\ inf}^{\pm}}{L_n} \right)$$

$$V_e = V_p + V_g$$

V_g = Corte Gravitacional Mayorado determinado por análisis

STORY1	$P_u =$	41.10 tonf	41.10 tonf
	$f'_c =$	280 kgf/cm ²	280 kgf/cm ²
	$f_y =$	4200 kgf/cm ²	4200 kgf/cm ²
	$b_w =$	35 cm	70 cm
	$d =$	64.00 cm	29.00 cm
	$A_g =$	2450 cm ²	2450 cm ²
	$v_c = 0.53 \cdot \text{SQR}(f'_c) b_w d =$	19.87 tonf	18.00 tonf
	$U_v = 1 + 0.0071 P_u / A_g =$	1.12	1.12
	$A_g \cdot f'_c / 20 =$	34.3 tonf	34.3 tonf
		$V_c \cdot U_v =$	22.23 tonf
	$V_s = V_e / \phi - V_c \cdot U_v =$	9.40 tonf	39.79 tonf
	$V_s \text{ max} =$	79 tonf	71 tonf
4 Av	$S\#3 =$	81 cm	9 cm
4 Av	$S\#4 =$	145 cm	16 cm
	$L_o =$	70.00 cm	70.00 cm
	$d_{bl} =$	1.59 cm	1.59 cm
	$d_{be} =$	0.95 cm	0.95 cm
	$S_{omax} =$	10 cm	10 cm
	$S_{mx} =$	25 cm	25 cm

Los momentos máximo probables M_{pr} se obtienen del diagrama de interacción de la columna, para la carga axial mayorada, incluyendo la acción sísmica.

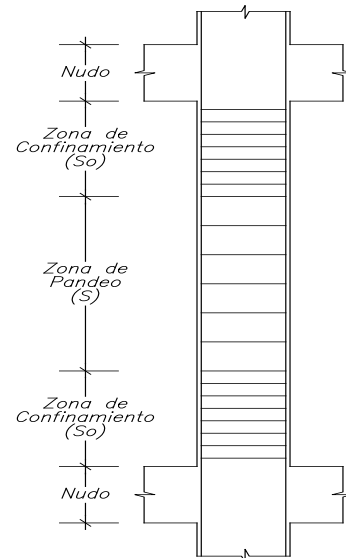


Figura 40. Diseño de refuerzo transversal para zona de confinamiento

Para el diseño del refuerzo transvaersal para una zona en confinamiento, se deberá considerar que resista la cortante, en un supuesto que $V_c=0$, y se cumpla las siguientes afirmaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) V_p \geq 0.5V_e \rightarrow \left(\frac{M_{pr\ sup}^{\pm} + M_{pr\ inf}^{\pm}}{L_n} \right) \geq 0.5V_e \\ 2) \text{ Fuerza axial mayorada en compresión, } P_u, \\ \text{ introduciendo efectos sísmicos, es menor que } A_g f'_c / 20 \end{array} \right.$$

$$\text{Si } V_c = 0 \rightarrow V_n = V_e = V_s \rightarrow s = \frac{A_v f_y d}{V_n}$$

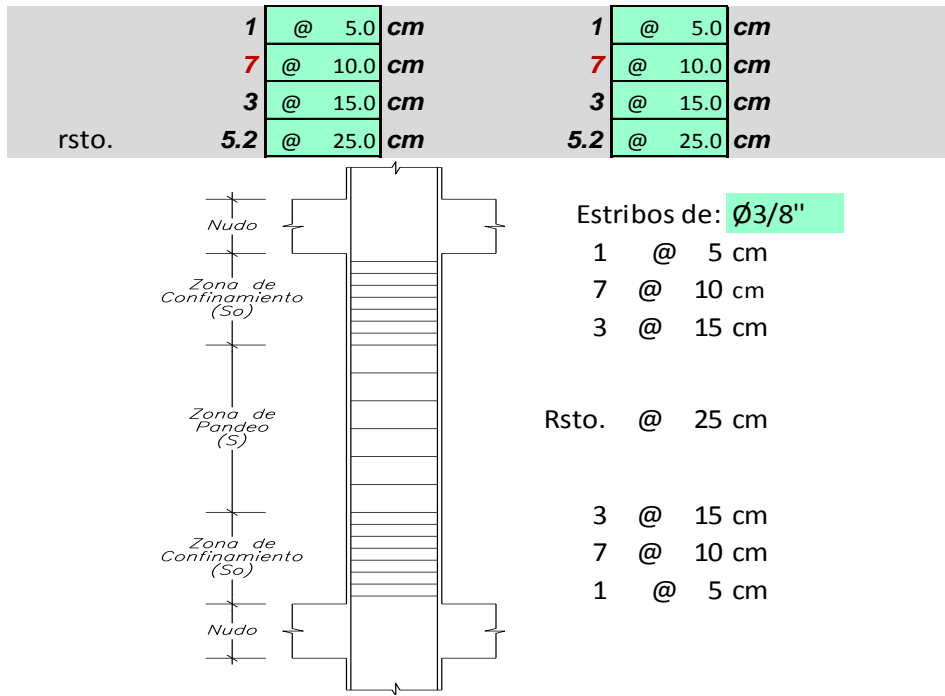


Figura 41. Detalle de refuerzo de confinamiento en columnas

Diseño de placas de concreto

Muros de concreto se diseñaron por flexocompresión al igual que las columnas, es decir mediante la construcción de los diagramas de iteración que representen la sección y el acero de los muros; así como también de los puntos que corresponden a cada combinación de carga.

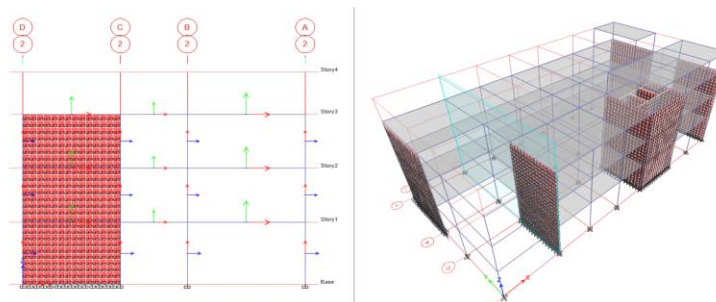


Figura 42. Placa en el eje 2 / C-D

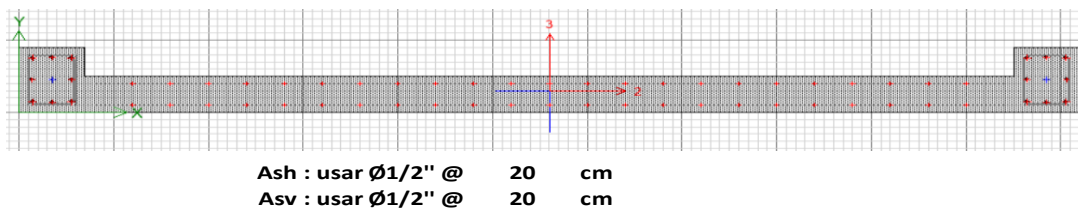


Figura 43. Sección transversal de Placa PL-02 en análisis

Se calcularon las cargas externas debido al sismo y cargas de gravedad. Estas solicitaciones serán luego comparadas con la resistencia de la sección: Cargas actuantes factoradas (Pu-Mu) y Resistencia nominal de la sección (Pn- Mn). Luego, se ha calculado el diagrama de interacción, de manera semejante al caso de las columnas, con ayuda del software ETABS. Se muestra la resistencia nominal reducida de la placa en análisis.

Del diagrama de interacción se comparan las cargas últimas actuantes y resistencias de diseño. De esta manera evaluar la relación demanda capacidad del elemento estructural.

Tabla 18
Cargas actuantes factoradas Pu-Mu

Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
Story3	M2	UDL	Bottom	-45.914	-1.3555	5.3419	3.8712	2.6772	5.8548
Story3	M2	SSX Max	Bottom	-36.668	13.1595	8.8358	4.1997	6.1042	43.1596
Story3	M2	SSX Min	Bottom	-43.494	-15.423	-0.0094	2.3081	-2.1293	-33.239
Story3	M2	SSY Max	Bottom	-39.253	30.2603	5.0831	10.4813	2.9851	96.7313
Story3	M2	SSY Min	Bottom	-40.909	-32.524	3.7434	-3.9735	0.9898	-86.811
Story3	M2	CSX Max	Bottom	-22.378	13.7403	6.4027	2.6084	4.194	40.8734
Story3	M2	CSX Min	Bottom	-29.203	-14.842	-2.4425	0.7168	-4.0395	-35.525
Story3	M2	CSY Max	Bottom	-22.378	13.7403	6.4027	2.6084	4.194	40.8734
Story3	M2	CSY Min	Bottom	-29.203	-14.842	-2.4425	0.7168	-4.0395	-35.525
Story2	M2	UDL	Bottom	-90.435	-0.5091	3.3945	3.0006	-2.147	19.9944
Story2	M2	SSX Max	Bottom	-70.117	25.5119	9.4444	5.1503	6.928	127.731
Story2	M2	SSX Min	Bottom	-87.072	-26.323	-3.8599	-0.09	-11.204	-94.49
Story2	M2	SSY Max	Bottom	-76.717	54.222	3.1683	13.271	-1.5449	267.157
Story2	M2	SSY Min	Bottom	-80.472	-55.033	2.4162	-8.2107	-2.7311	-233.92
Story2	M2	CSX Max	Bottom	-40.884	25.7899	7.8609	3.9413	6.784	118.94
Story2	M2	CSX Min	Bottom	-57.84	-26.045	-5.4434	-1.2989	-11.348	-103.28
Story2	M2	CSY Max	Bottom	-40.884	25.7899	7.8609	3.9413	6.784	118.94
Story2	M2	CSY Min	Bottom	-57.84	-26.045	-5.4434	-1.2989	-11.348	-103.28
Story1	M2	UDL	Bottom	-139.41	-0.4368	1.7579	1.5762	-11.24	30.6814
Story1	M2	SSX Max	Bottom	-107.56	27.8585	14.4394	6.1657	30.0106	231.528
Story1	M2	SSX Min	Bottom	-134.83	-28.573	-11.532	-3.5057	-49.732	-180.69
Story1	M2	SSY Max	Bottom	-118.48	72.618	2.703	16.043	-6.1994	525.728
Story1	M2	SSY Min	Bottom	-123.91	-73.332	0.2045	-13.383	-13.522	-474.89

Story 1	M2	CSX Max	Bottom	-62.596	28.0691	13.6431	5.5338	33.3595	217.776
Story 1	M2	CSX Min	Bottom	-89.865	-28.362	-12.328	-4.1376	-46.383	-194.44
Story 1	M2	CSY Max	Bottom	-62.596	28.0691	13.6431	5.5338	33.3595	217.776
Story 1	M2	CSY Min	Bottom	-89.865	-28.362	-12.328	-4.1376	-46.383	-194.44

Tabla 19
Resistencia nominal de la sección Pn – Mn

P-M2	P tonf	M2 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	P-M3	P tonf	M3 tonf-m	P tonf	M3 tonf-m
1	-3244.33	7.42	-3244.33	7.42	1	-3244.33	-0.03	-3244.33	-0.03
2	-3244.33	77.35	-3244.33	-22.05	2	-3244.33	1308.35	-3244.33	-1308.65
3	-2904.16	121.45	-3244.33	-38.81	3	-3244.33	1866.37	-3244.33	-1866.62
4	-2395.00	149.50	-3244.33	-54.63	4	-2996.47	2334.44	-2996.35	-2334.64
5	-1874.31	161.25	-3244.33	-68.85	5	-2727.29	2714.14	-2727.17	-2714.30
6	-1341.36	156.63	-3244.33	-81.73	6	-2450.83	3008.19	-2450.71	-3008.30
7	-797.66	136.24	-3222.53	-117.88	7	-2164.33	3220.46	-2164.21	-3220.52
8	-221.58	99.80	-2677.22	-156.86	8	-1863.37	3356.93	-1863.25	-3356.94
9	-106.96	90.00	-2273.24	-170.26	9	-1575.62	3346.73	-1575.50	-3346.68
10	3.16	78.14	-1853.43	-174.32	10	-1289.50	3211.44	-1289.38	-3211.34
11	115.64	64.04	-1394.78	-168.12	11	-1003.49	2955.38	-1003.37	-2955.23
12	181.44	50.31	-966.57	-147.69	12	-717.31	2577.94	-717.19	-2577.74
13	258.91	32.28	-524.65	-112.79	13	-432.81	2083.48	-432.69	-2083.23
14	365.78	6.03	26.69	-58.02	14	-139.52	1445.19	-139.40	-1444.90
15	413.68	-7.87	413.68	-7.87	15	413.68	0.04	413.68	0.04

Tabla 20
Resistencia nominal reducida

P-M2	P tonf	M2 tonf-m	P tonf	M2 tonf-m	P-M3	P tonf	M3 tonf-m	P tonf	M3 tonf-m
1	-2108.82	4.82	-2108.82	4.82	1	-2108.82	-0.02	-2108.82	-0.02
2	-2108.82	50.28	-2108.82	-14.33	2	-2108.82	850.43	-2108.82	-850.62
3	-1887.71	78.94	-2108.82	-25.23	3	-2108.82	1213.14	-2108.82	-1213.30
4	-1556.75	97.18	-2108.82	-35.51	4	-1947.70	1517.39	-1947.63	-1517.52
5	-1218.30	104.82	-2108.82	-44.75	5	-1772.74	1764.19	-1772.66	-1764.30
6	-871.88	101.81	-2108.82	-53.12	6	-1593.04	1955.33	-1592.96	-1955.40
7	-518.48	88.55	-2094.64	-76.62	7	-1406.82	2093.30	-1406.74	-2093.34
8	-144.03	64.87	-1740.20	-101.96	8	-1211.19	2182.01	-1211.11	-2182.01
9	-77.23	64.99	-1641.41	-122.94	9	-1137.69	2416.53	-1137.60	-2416.50

10	2.60	64.30	-1525.27	-143.45	10	-1061.18	2642.82	-1061.08	-2642.75
11	104.07	57.64	-1255.30	-151.31	11	-903.14	2659.84	-903.03	-2659.71
12	163.30	45.27	-869.92	-132.92	12	-645.58	2320.15	-645.47	-2319.97
13	233.02	29.05	-472.19	-101.51	13	-389.53	1875.13	-389.42	-1874.91
14	329.21	5.43	24.02	-52.21	14	-125.57	1300.67	-125.46	-1300.41
15	372.31	-7.08	372.31	-7.08	15	372.31	0.03	372.31	0.03

-139.5	<----->	1445.2
-139.41	<----->	Mn
413.7	<----->	0.0
Mn	=	1444.9

tn-m

Diseño por Flexocompresion

Muro corto 1 ==> Muro Corto

Hm = 250 cm
 Lm = 525 cm
 H/L = 0.48 α = 0.80
 t = 20 cm
 R = 6

donde :

$Vu \leq \phi Vr$ y $Vn = Vc + Vs$

Diseño por Corte

$f'c = 210$ kg/cm²
 t = 20 cm
 d = 420 cm
 Vu = 73.33 tn
 Mua = 525.73 tn-m
 $Vc = 0.53 * \text{SQR}(f'c) * t * d = 64.52$ tn
 (Mnr/Mua) <= R : 2.75
 Vup >= Vua(Mnr/Mua) = 201.55 tn
 Vs = Vup/φ - Vc = 172.60 tn

Entonces Mn/Mua = 2.75

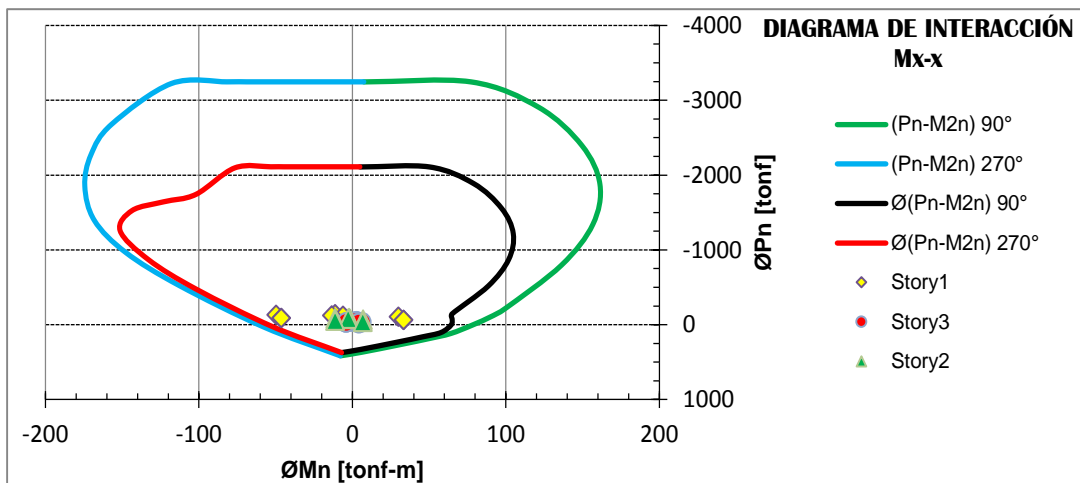
Diseño por capacidad

Estribo # = 5.5 mm #3 #4 #5
 fy = 5000 4200 4200 4200 kg/cm²
 S.máx = Av*fy*d/Vs = 2.9 7.3 13.2 20.4 cm

Ash : usar Ø1/2" @	20	cm	Espaciamiento de acero horizontal
Asv : usar Ø1/2" @	20	cm	Espaciamiento de acero vertical

Figura 44. Diseño a flexocompresión de placas

Del diseño de a flexo-compresión se determinó los aceros verticales y horizontales del muro. Además, se verificó que no se requiere añadir aceros adicionales en el borde del muro. Esto con objetivo de prevenir un tipo de falla frágil después del agrietamiento a flexo-compresión para el sismo de diseño (sismo severo).



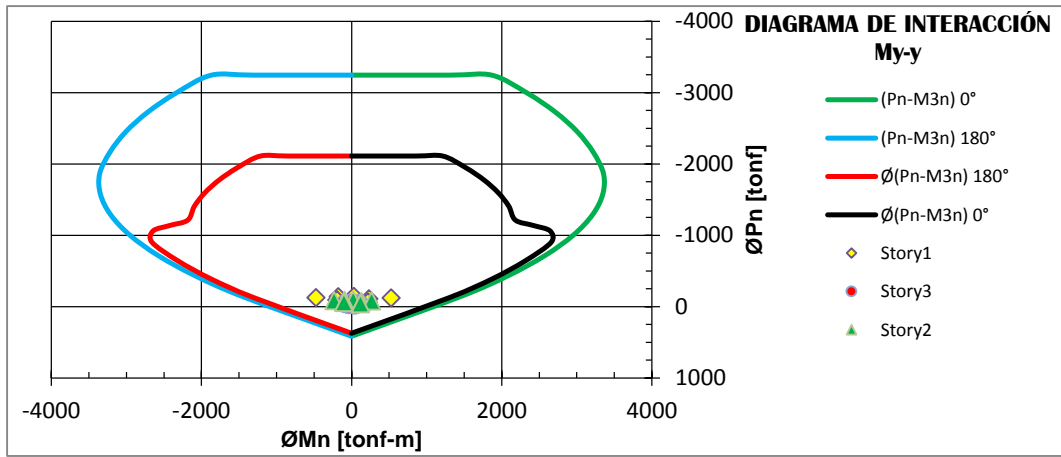


Figura 45. Diseño a flexo-compresión de placa PL-02

3.1.8 Diseño de la cimentación

Las zapatas serán conectadas con vigas de cemento armado, para un mayor control de los posibles asentamientos diferenciales. Fue desarrollado con el software SAFE V.12.3, el diseño de la cimentación.

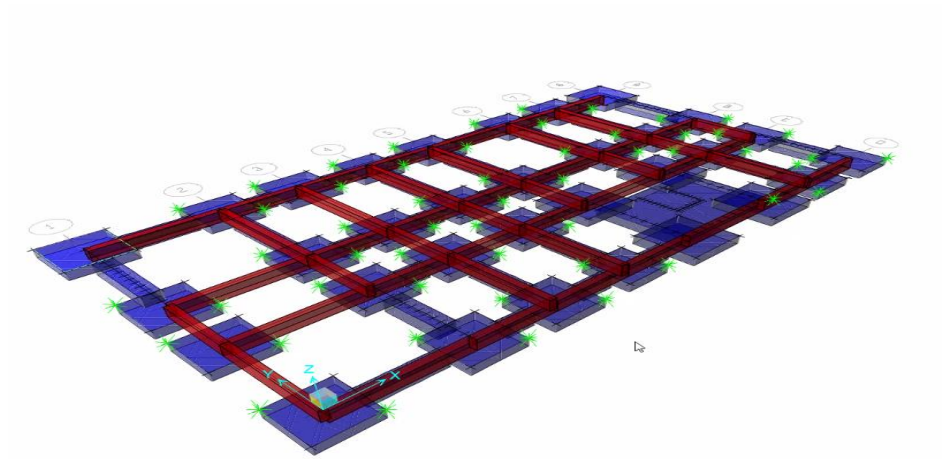


Figura 46. Definición de cimentación el Safe V.12.3

Verificación de carga admisible por cargas de servicio y sismo.

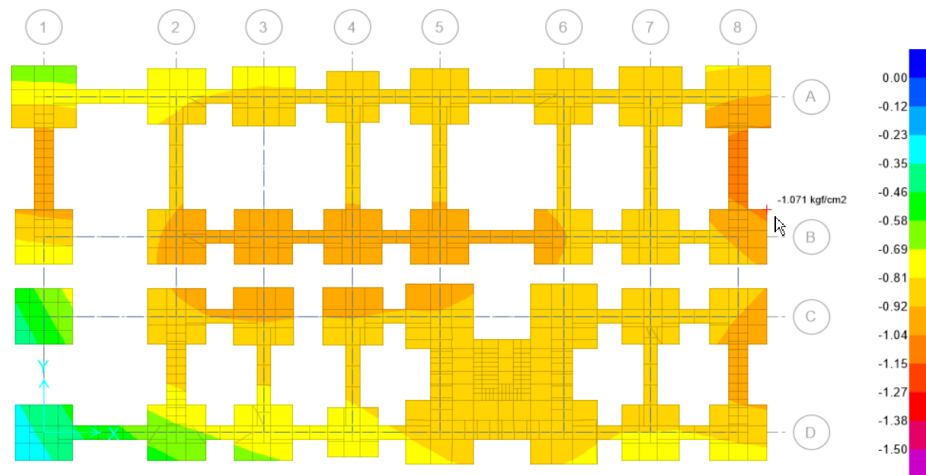


Figura 47. Presiones por cargas de gravedad – Combo: Servicio

Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es de 1.07 kg/cm^2 que es inferior a la capacidad portante del terreno (1.50 kg/cm^2).

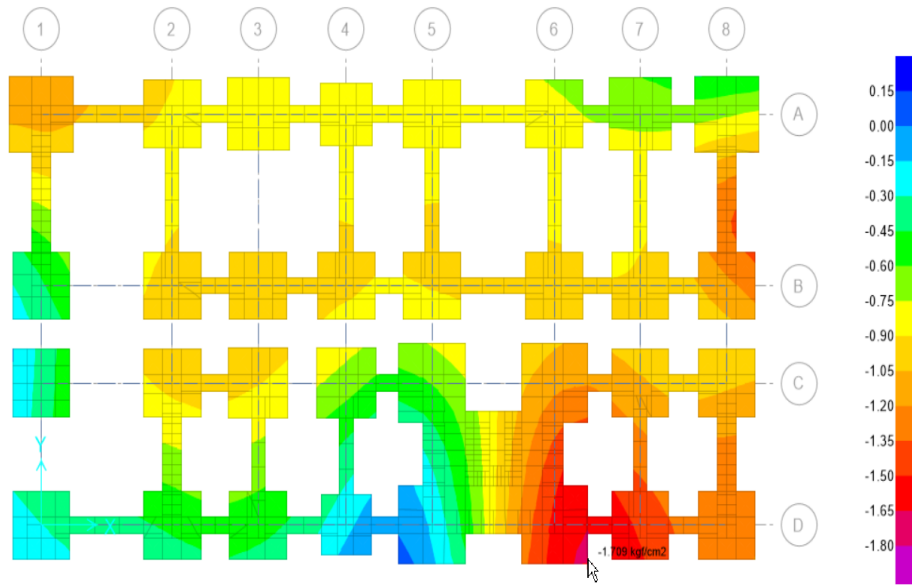


Figura 48. Presiones por cargas de sismo positivo en X

Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es de 1.709 kg/cm² que es inferior a la capacidad portante del terreno amplificada 1.95 kg/cm²

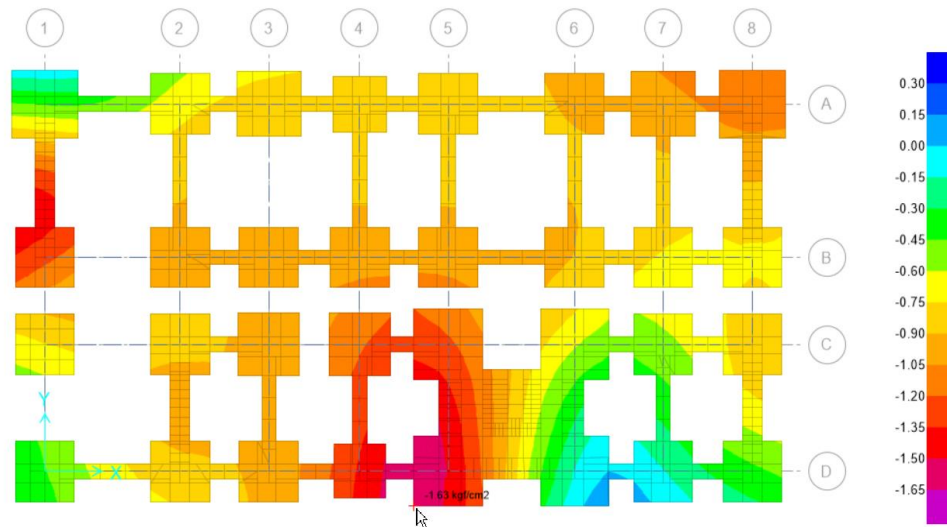


Figura 49. Presiones por cargas de sismo negativo en X

Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es de 1.63 kg/cm² que es inferior del capacidad portante del terreno amplificada (1.95 kg/cm²).

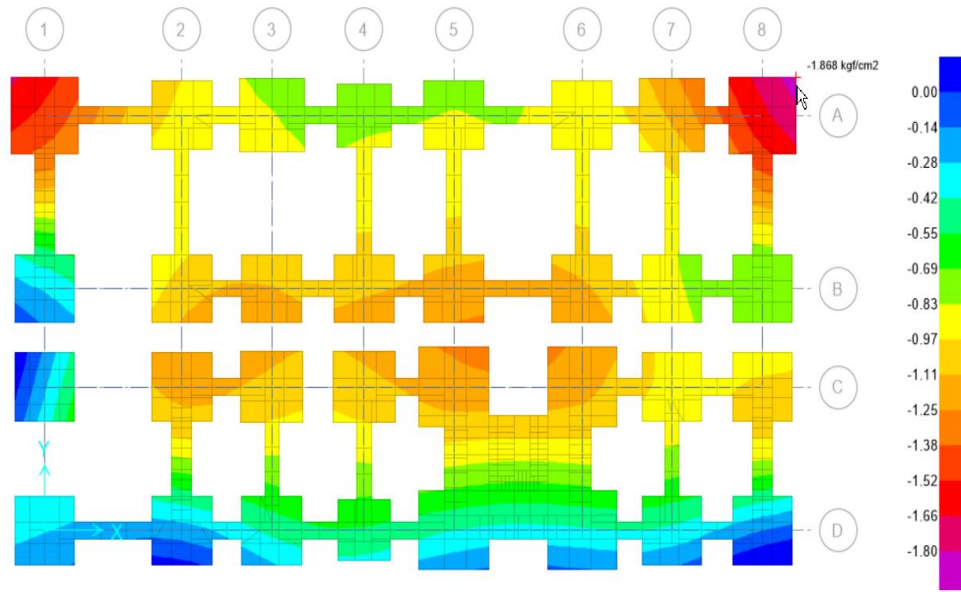


Figura 50. Presiones por cargas de sismo positivo en Y

Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es de 1.86kg/cm^2 que es inferior a la capacidad portante del terreno (1.95kg/cm^2).

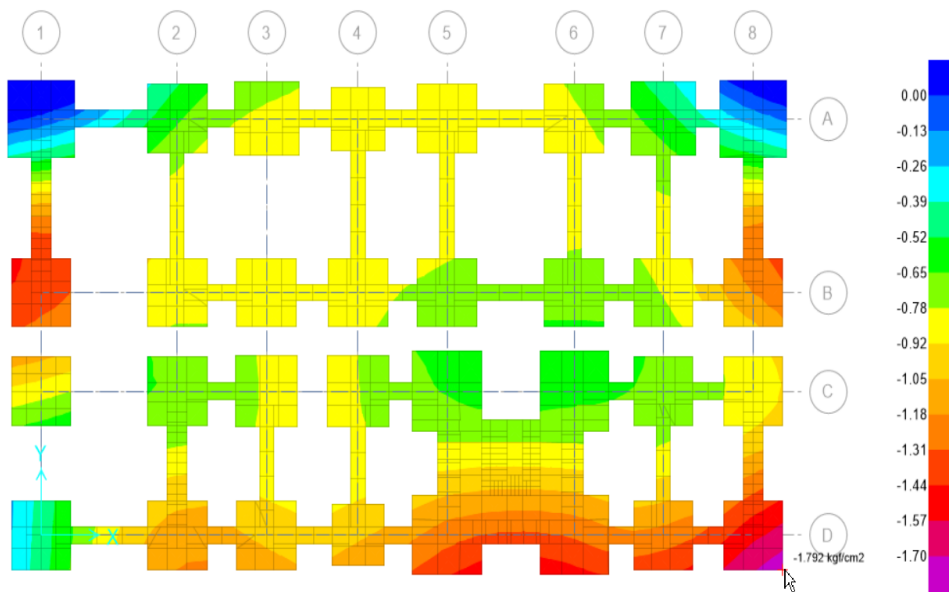


Figura 51. Presiones por cargas de sismo negativo en Y

Como podemos apreciar la máxima presión ejercida en el terreno es de 1.79kg/cm^2 que es inferior de capacidad portante del terreno amplificada (1.95kg/cm^2).

Acero de refuerzo a flexión

Para que logre soportar los momentos flectores que son generados por los esfuerzos último, la zapata debe poseer bastante acero, y a su vez el mismo cumplir con un acero mínimo de esta manera se lograr controlar la temperatura, entonces la cuantía mínima es de 0.0018, RNE. Para calcular el momento de diseño se requiere de sección transversal de zapata de la cara del elemento vertical.

Para casos prácticos se suele considerar el análisis de una zapata aislada, tomando el momento de diseño aquel que se trabaja para la cara de la columna. Para este trabajo, se empleó el software SAFE v.12.3 el cual se basa en la representación de elementos finitos, empleando elementos área, Shell. A partir del FEM (metodo de elementos finitos) se encontró máxima demanda de momento que se producen en la zapata y con este valor fue calculado la cantidad de acero requerida.

Se muestra la rutina para la obtención de los momentos máximos probables a flexión que se puedan presentar sobre las zapatas en la dirección X-X; para la combinación de cargas envolvente, en esta carga se considera las cargas gravitatorias amplificadas, así como la combinaciones para amplificarlas más la acción del sismo.

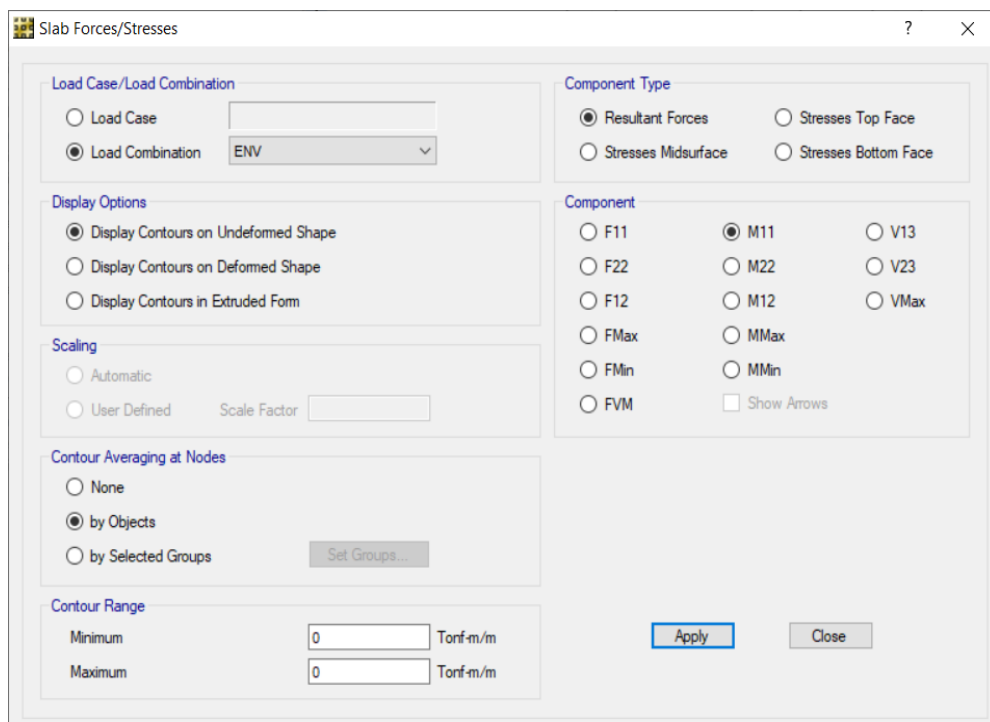


Figura 52. Momentos de diseño en la dirección x-x

Se presenta los resultados de los momentos actuantes en la cimentación, según la formulación del FEM. En el extremo derecho muestra una escala de intensidades, donde se muestra que el momento de diseño MU1-1=52.38 tn-m.

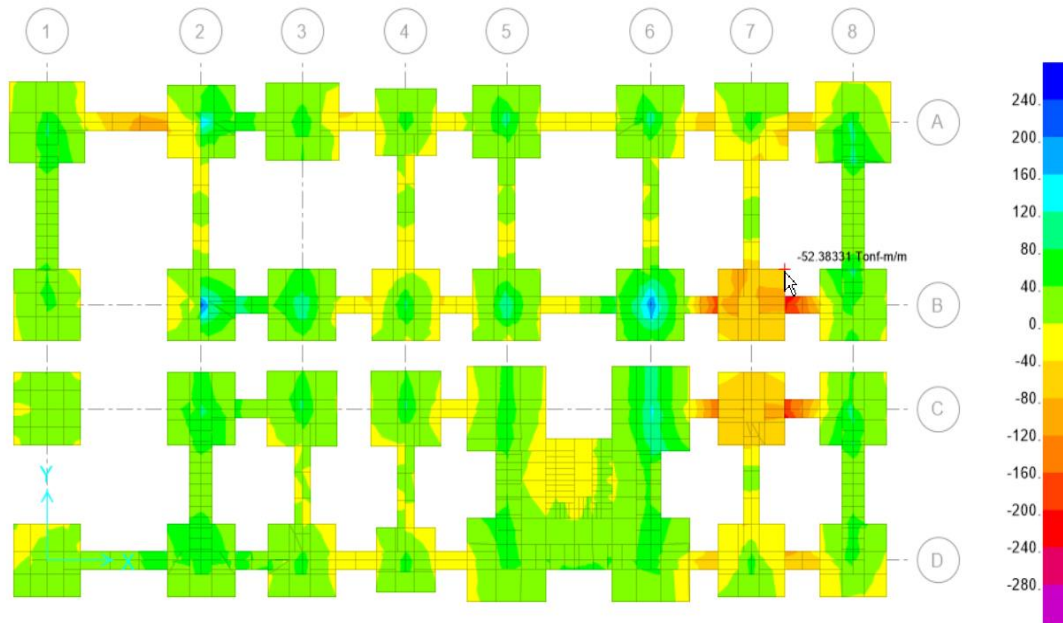


Figura 53. Momento último de diseño en x-x, M1-1 = 52.38 ton-m

Con los criterios a flexión de los elementos que son sometidos, se realizó el diseño de la zapata crítica con mayor demanda de momento flexionante. Se muestra el cálculo de acero de refuerzo, donde se requiere por momento flexionante de diseño $\text{Ø}5/8''@13.2\text{cm}$ y por control de temperatura $\text{Ø}5/8''@13.9\text{cm}$, para una zapata de 80cm de peralte. Por ello, se empleó usar acero de refuerzo $\text{Ø}5/8''@12.5$ centro a centro (c/c).

CALCULO AREA DE ACERO POR FLEXION $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$M_u = 5238 \text{ Kg-m}$	$K = M_u / 9bd^2 f_c = 0.00369524$	$\beta_{t1} = 0.85$	
$h = 80 \text{ cm}$	$p_{fy/f_c} = 0.00370333$	$p_{bal} = 0.02833$	
$R = \text{rec} + db/2 = 5 \text{ cm}$			
$b = 100 \text{ cm}$		$.75 p_{bal} = 0.02125$	
$d = 75 \text{ cm}$			
$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			

$p = 0.0020$	$4/3 p = 0.0022$	$p_{\text{mín}} = 0.0028$	$p_{\text{temp}} = 0.0018$
$A_s = 15.20$	$A_s = 20.26$	$A_s = 20.92$	$A_s = 14.40$

Bar	cm ²	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm	Cant	S cm
#3	0.71	21.4	4.7	28.5	3.5	29.5	3.4	20.3	4.9
#4	1.29	11.8	8.5	15.7	6.4	16.2	6.2	11.2	9.0
#5	2.00	7.6	13.2	10.1	9.9	10.5	9.6	7.2	13.9
#6	2.84	5.4	18.7	7.1	14.0	7.4	13.6	5.1	19.7
#8	5.10	3.0	33.6	4.0	25.2	4.1	24.4	2.8	35.4

Figura 54. Acero de refuerzo a flexión en la dirección X-X, $\text{Ø}5/8''@12.5\text{cm c/c}$

De manera similar se analizó en la dirección vertical Y-Y.

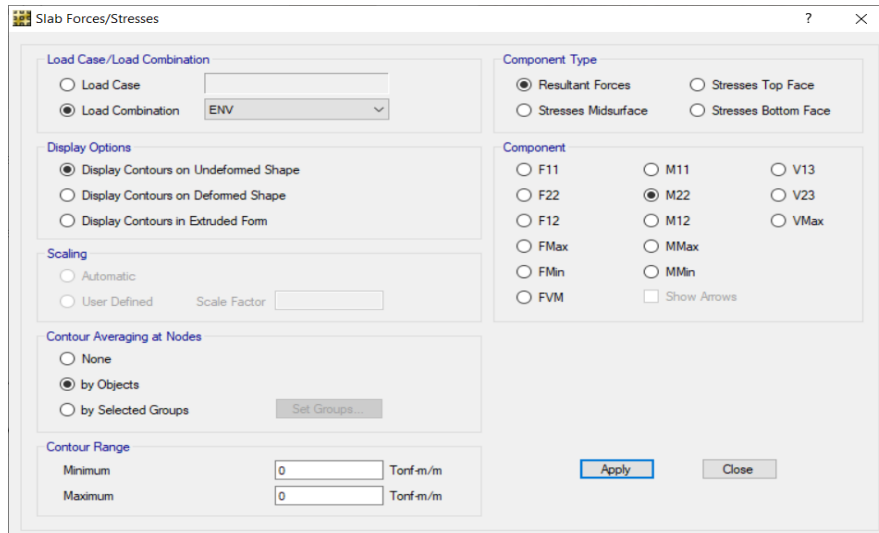


Figura 55. Momentos de diseño en la dirección y-y

Se muestra que la carga de diseño máxima probable es de $M2-2=28.13$ ton-m.

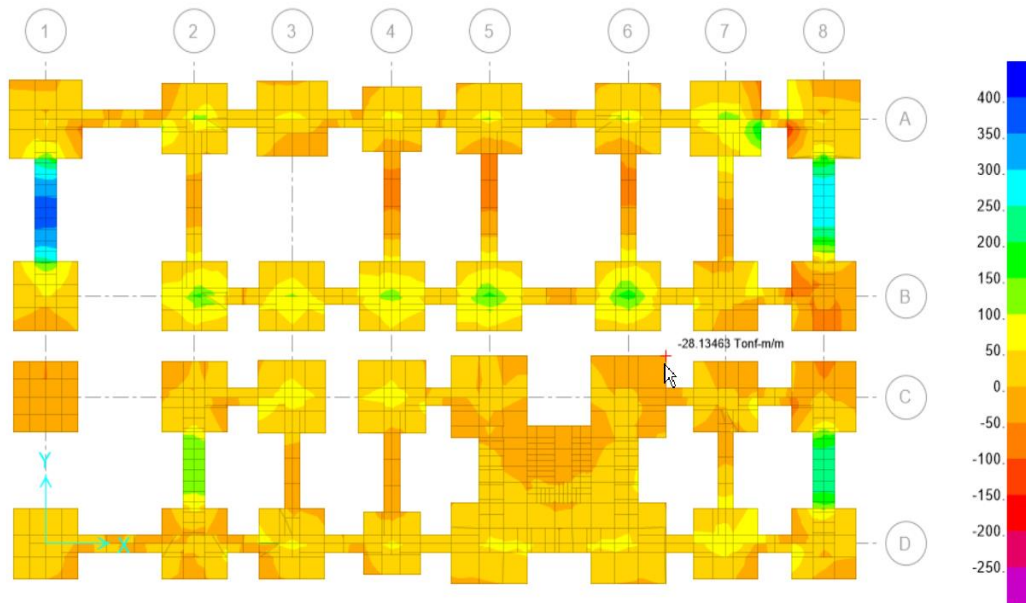


Figura 56. Momento último de diseño en y-y, $M2-2 = 28.13$ ton-m

Se muestra el cálculo del acero de refuerzo para la dirección Y-Y. El acero requerido es controlado por la temperatura $\varnothing 5/8'' @ 12.5\text{cm c/c}$.

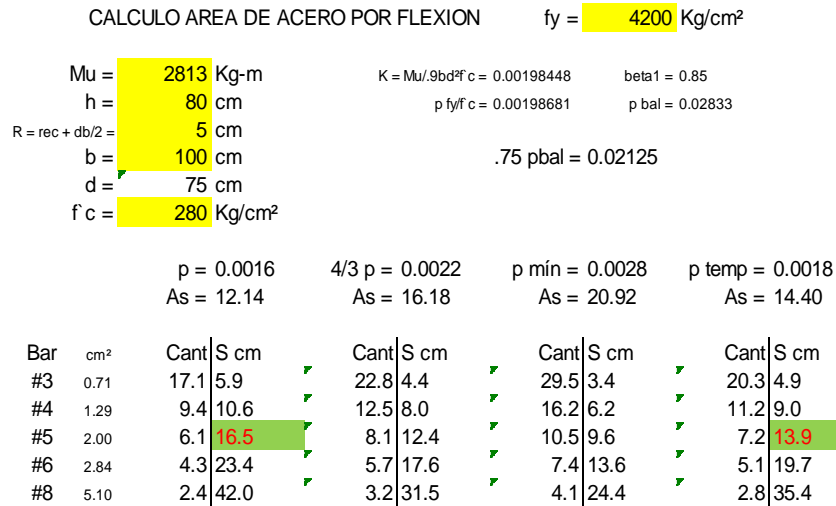


Figura 57. Acero de refuerzo a flexión en la dirección y-y, Ø5/8’’@12.5cm c/c

Diseño por fuerza de cortante

La cimentación también estará sometido a esfuerzos de cortes, los cuales deberán ser controlados por la f_c resistencia del concreto. Principalmente, de resistencia por corte del concreto se debe a su peralte; por ello, de esta forma se calculó el peralte requerido (h).

Para este trabajo, de manera similar para el caso de flexión, lo esfuerzos de cortante se calcularon por el FEM con ayuda del software SAFE.

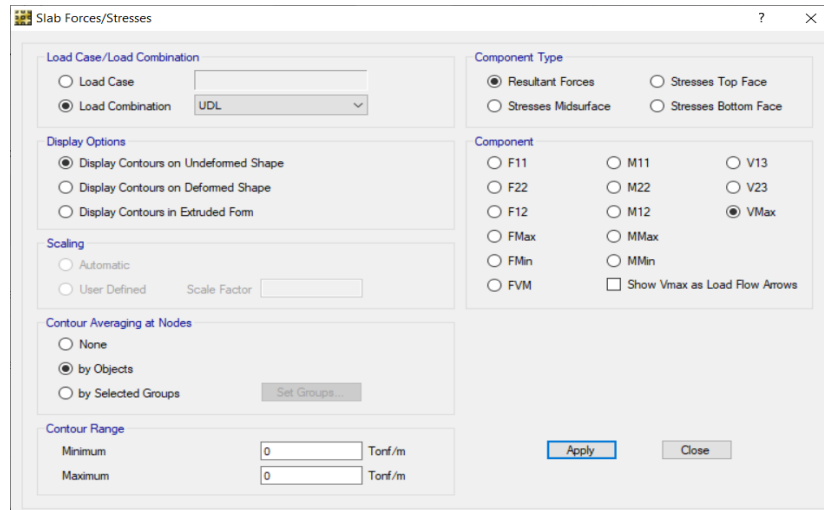


Figura 58. Cortante máxima actuante en la cimentación

En la siguiente figura determinó que la cortante última de diseño $V_u = 36.346$ ton.

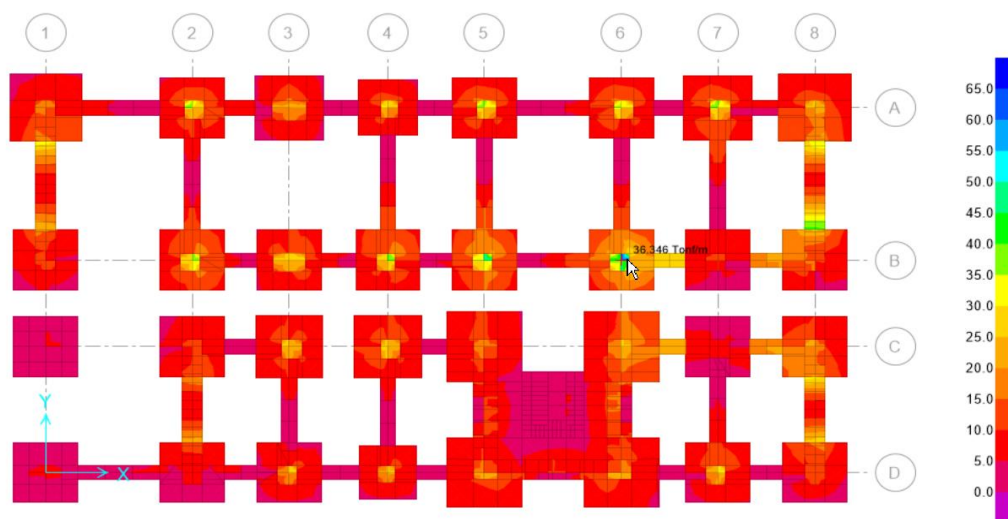


Figura 59. Cortante máxima actuante en la cimentación $V_u=36.346$ tonf

Con estos valores de demanda se realizó el diseño por cortante, iterando el valor del peralte hasta lograr una relación demanda capacidad alrededor del 50%.

Fuerza cortante de diseño

$$V_u = 36.346 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal reducida de concreto

$$\phi V_n = 0.85(0.53\sqrt{f'_c} * b * h)$$

Donde:

$$f'_c = 280.00 \quad \text{Resistencia del concreto (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$b = 100.00 \quad \text{Ancho unitario de análisis (cm)}$$

$$h = 80.00 \quad \text{Peralte de la zapata (cm)}$$

$$\phi V_n = 69.896 \quad \text{Resistencia nominal reducida a cortante (tonf)}$$

$$V_u / \phi V_n = 0.52 \quad \text{Relación D/C de ser } < 1 \text{ Ok!}$$

De esta manera se determinó que la cimentación propuesta cumple con la resistencia solicitada por la actuación de cargas externas.

Diseño de viga de cimentación

El programa SAFE muestra los momento y los cortantes de las vigas de cimentación que son generados por las cargas de servicio, en el anexo 12 se visualiza las cargas transmitadas.

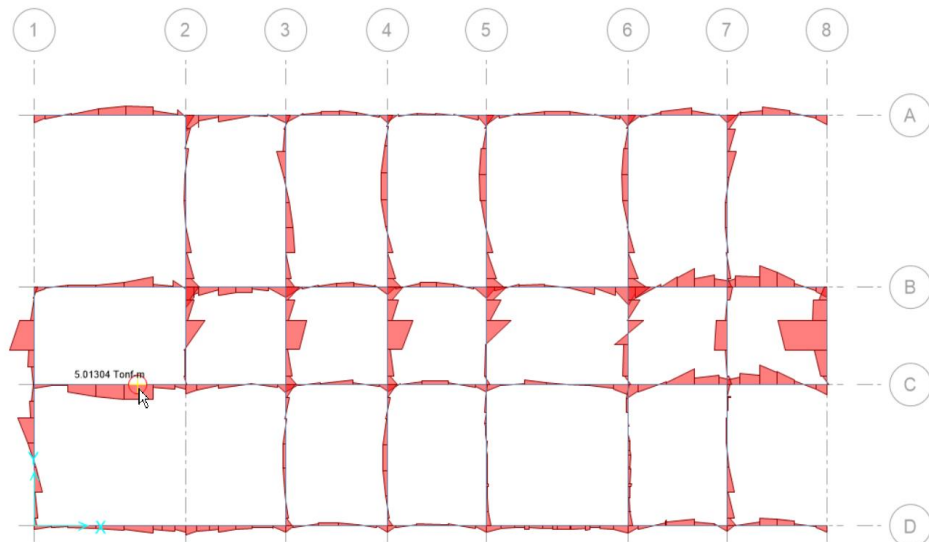


Figura 60. Momentos de diseño actuantes en las vigas de cimentación, $M_u = 5.013$

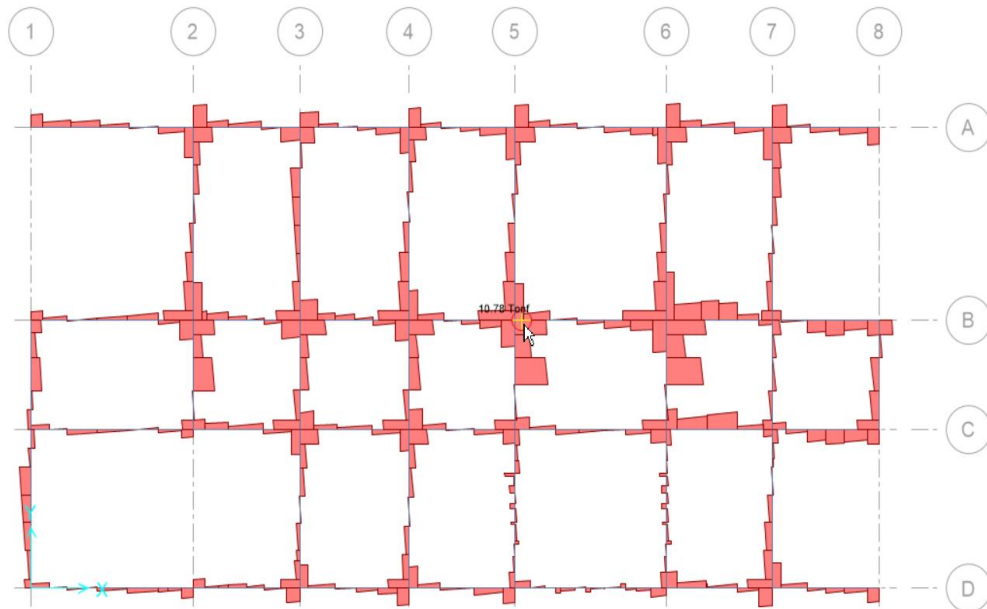


Figura 61. Cortante actuante de diseño en vigas de cimentación $V_u = 10.78$ tonf.

Con los esfuerzos de corte y momento flexionante, se diseñaron las dimensiones de la viga de cimentación. En el anexo 13, se muestra a manera de ejemplo el cálculo analítico del diseño de viga de cimentación de los ejes: viga vc eje A/1-2, viga vc eje 3/B-C, viga vc eje C/1-2

CAPACIDAD DE VIGAS EN FLEXION Y CORTE						
fy	4200	4200	4200	4200	4200	4200 fy
f'c	280	280	280	280	280	280 f'c
h	80	80	80	80	80	80 h
b	35	35	35	35	35	35 b
rec+db/2	9	9	9	9	9	9 rec+db/2
Q#6	5	7	5	5	7	5 Q#6
As	34.60	19.88	14.20	14.20	19.88	14.20 As
d	71	71	71	71	71	71 d
a	17.4	10.0	7.2	7.2	10.0	7.2 a
p	0.014	0.008	0.006	0.006	0.008	0.006 p
pb	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029 pb
pmáx=0.75*pb	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021 pmáx=0.75*pb
pmáx=0.50*pb	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014 pmáx=0.50*pb
pmin	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028	0.0028 pmin
Asmin	6.93	6.93	6.93	6.93	6.93	6.93 Asmin
0.75*pb =Asmáx	53.23	53.23	53.23	53.23	53.23	53.23 0.75*pb =Asmáx
0.50*pb =Asmáx	35.48	35.48	35.48	35.48	35.48	35.48 0.50*pb =Asmáx
Ø Mn ton-m	81.5	49.6	36.2	36.2	49.6	36.2 Ø Mn ton-m
ØVc ton	18.7	18.7	18.7	18.7	18.7	18.7 ØVc ton
ØVc/2 ton	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4 ØVc/2 ton
Av cm2	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42 Av cm2
S cm	25	20	25	25	10	10 S cm
Vs ton	17	21	17	17	42	42 Vs ton
Vs ton MAX	87	87	87	87	87	87 Vs ton MAX
Vn ton	39	43	39	39	64	64 Vn ton
Ø Vn ton	33	37	33	33	55	55 Ø Vn ton

Figura 62. Diseño de viga de cimentación

Del diseño de viga de cimentación tenemos que : $\text{ØMn} = 81.5 \text{ tn} > \text{Mu} = 5.013 \text{ tn}$, OK!; $\text{ØVn} = 33 \text{ tn} > \text{Vu} = 10.78 \text{ tn}$, OK!.

Diseño de escalera

Estos elementos se diseñan para sostener principalmente cargas de servicio factoradas o amplificadas. El análisis de escaleras se realiza haciendo la semejanza a una viga de ancho unitario, semejante a una losa de concreto armado. Por otro lado, el refuerzo fue dispuesto en una sola dirección, como acero principal, por tener en esa dirección los apoyos extremos, esto la hace una losa unidireccional.

A manera de ilustrar la metodología de diseño, se desarrolla el diseño de la escalera interior, considerando el análisis del primer tramo. Para ello, se consideró emplear una sobrecarga de 500 kgf/m^2 . En el anexo 14 se presenta la secuencia de diseño de la escalera.

Diseño de elementos no estructurales

La influencia que tiene que tomar en cuenta en una estructuración también son los elementos secundarios, como por ejemplo para estructuras de muros de concretos (placas) y pórticos, es posible que la rigidez de los ladrillos del tabique sea pequeña cuando se compara con las estructuras de concreto armado, por lo que desestimar del análisis la tabiquería no será relevante, en el anexo 15 se diseña los muros de tabiquería no portantes.

3.2 Comprobación de hipótesis

3.2.1 Contrastación de hipótesis general

De los resultados obtenidos, se admite la hipótesis general del que señala que la implementación del análisis sísmico estático y dinámico lineal permite obtener estructuras sismorresistentes, a través del control de la deriva máxima permitida, así como menciona la norma.

3.2.2 Contrastación de hipótesis específicas

De igual forma, de los resultados obtenidos, se acepta las hipótesis específicas: (1) se establece que el predimensionamiento de los elementos estructurales influye en el diseño estructural del pabellón de la comisaria, esto debido a que se inicia con una secciones preliminares y casi cercanas a las secciones requeridas por el análisis sísmico; permitiendo reducir el número de iteraciones en el cálculo. (2) el periodo fundamental influye en el diseño estructural, pues es un indicador de la configuración regular de la estructura. (3) el control de las derivas de entrepiso son los parámetros de control para estimar el nivel de desempeño sísmico de la edificación. (4) los esfuerzos internos conseguidos en cada elemento estructural permitieron calcular la secciones y refuerzos requeridos.

IV. DISCUSIÓN

4.1 Discusión de los resultados:

Las discusiones se presentan en el orden de los objetivos (específicos y general)

4.1.1 Discusión 1:

Al respecto, citado como antecedente Huayllani [9] .Realiza el predimensionamiento de las columna, tomando el área tributaria de 23.25m², en el que obtuvo una carga axial 23.30 ton por piso y como son 5 pisos la carga total fue de 116.50 ton, generando un área de columna de 1235 cm², por lo tanto el autor indica que bastaría con unas dimensiones de 0.30x0.45 m y sugirió aprovechar el área máxima 2100 cm² usando de esta manera dimensiones de 0.30x0.70m.

-El predimensionamiento está en función de la carga actuante que es la carga de gravedad y se calcula en un ancho tributario. El Po va a depender del área de la sección, de la resistencia del concreto, límite de fluencia y la cuantía.

-Los valores de 45 % son ratios que finalmente para saber si la resistencia de diseño de la columna es correcto se tiene que llegar dentro del diagrama de interacción. Como se sabe este es una primera instancia ya que faltaría verificar por cargas, sismo, momentos, ya que para solo el predimensionamiento de columnas no se han considerado. La fórmula anterior se resume de la siguiente manera:

-Entonces en el predimensionamiento de columnas solo se ha tomado un 45 de su capacidad, por lo que todavía no se ha considerado las cargas de sismos y los momentos. Que cuando se consideran las cargas de sismos y los momentos la columna ya no trabajara al 45% de su capacidad sino al 75% o 50% siempre que no llegue al 100% de su capacidad, sino ya no estaría dentro del diagrama de interacción y estaría fuera de su limite de capacidad.

Como se observa el metrado de cargas de gravitatorias revisado con el propósito de evitar errores del programa porque del mismo puede acontecer generado una inadecuada distribución, por consiguiente el predimensionamiento influye en el calculo de las cortantes basales del análisis estático y en el cálculo de las aceleraciones espectrales del análisis sísmico a través de la regularidad estructural.

4.1.2 Discusión 2:

-Mediante el análisis estático en la dirección x-x de sistema estructural de pórticos, el periodo fundamental de vibración calculado fue de 0.280 s y 0.210 s en la dirección y-y de sistema estructural de muros estructurales.

- Mediante el análisis sísmico dinámico en la dirección x-x el periodo calculado fue de 0.2130 s, 0.1290 s en la dirección y-y. Al respecto, citado como antecedente

Huayllani [9], el valor del periodo influye en el calculo del factor de amplificación sísmica y por consecuente en el calculo de la fuerza cortante basal y en la distribución de las fuerzas de cada entrepiso en el análisis estático. Donde el valor del periodo estático fue $T=0.404$ s.y el valor de la amplificación sísmica fue $C_x=2.48$ y $C_y=2.50$. Se analiza que para una edificación de baja altura y el periodo es menor, entonces el factor de amplificación sísmica es $C=2.5$ Una estructura muy rígida de periodo aproximado a cero, prácticamente no se desplaza respecto al suelo; por tanto su aceleración es igual a la del suelo y le debería corresponder un factor de amplificación $C=1$.

Al respecto, citado como antecedente Ramirez [8], del análisis estático el periodo en el eje x es de 0.56s y para el eje y es de 0.506 s. Para el análisis dinámico se obtuvo el periodo es 0.612s para el modo 1, que posee el 69.01% de la masa participativa en X. Del modo 2 el periodo es 0.507 s y posee 67.78% de la masa participativa en Y. Del modo 3 posee un periodo 0.373 s y 69.98% de la masa participativa rotacional. Del que se analiza que el primer modo es de traslación x, el segundo modo de traslación en y, el tercero de rotación; resalta en su informe que la falta de rotación en su segundo periodo es gracias a la simetría del edificio.

Como se observa el periodo esta en función del número de pisos, el sistema estructural, como por ejemplo si hablamos de un sistema estructural de placas, el periodo disminuye.

4.1.3 Discusión 3:

Las derivas obtenidas en la dirección x-x, del sistema estructural de pórticos, fue en el primer nivel de 0.0021, en el segundo nivel de 0.0027 , en el tercer nivel de 0.0023. Las derivas obtenidas en la dirección y-y, del sistema estructural de muros, fue en el primer nivel de 0.0008, en el segundo nivel de 0.0008, en el tercer nivel de 0.0005 . De los resultados hallados del modelo por el software Etabs mediante el análisis dinámico se obtuvieron las derivas elásticas que fueron afectados por el factor de reducción y así se determinó la deriva inelástica. Y de la norma E030 sabemos que los márgenes de distorsión de entrepiso para estructura de concreto armado es de 0.007.

La deriva máxima calculada fue de $0.0027 < 0.007$ y se está cumpliendo con la normativa. Se planteó el sistema de muros estructurales en el eje y-y, también la arquitectura lo permitía y es porque ayuda en el control de los desplazamientos y en verificar el cálculo de las derivas, por lo que la deriva influye en el análisis sísmico. Estos resultados conservan una relación con lo que sujeta Condeña [12], el autor indica que tanto el factor determinante que afecta el desempeño sísmico para estructuras destinadas a edificaciones es la distorsión para entrepiso o también

denominada drift. El nivel de desplazamiento lateral que pueda desarrollar una estructura sometida a cargas laterales está directamente asociado al nivel de daño estructural que pueda tener la misma; por ello, a mayor desplazamiento lateral de entrepiso mayor será el daño estructural. De la literatura es ampliamente reconocido que el enfoque de diseño actual es el control de estos desplazamientos laterales, es así que la Norma E.030 establece el valor de 0.7% de deriva máxima permita para edificios construidos con concreto armado, pues para este valor de deriva la estructura habría alcanzado su resistencia máxima y su límite de reparabilidad. Para este proyecto se han logrado obtener derivas no mayores al 0.4%, asegurando un margen importante de capacidad de la edificación.

Como el modelo no exhibe irregularidades ni en planta, y en altura, porque no supera la deriva permisible, entonces la configuración estructural es la correcta y no se modifica, por lo que el objetivo se cumple que las derivas si influyen al diseño estructural.

4.1.4 Discusión 4:

-De los resultado obtenidos del diseño por flexión del elemento losa aligerada en el paño 1-2/A-B se registro una demanda de 1.21 ton-m y una capacidad 1.8 tonf/m resultando un valor $D/C=66\%$. Y en el diseño por corte en el paño 1-2/A-B del elemento losa aligerada se registro una demanda de 1.32 tonf/m y una capacidad de 1.58 tonf/m resultando un valor $D/C=84\%$.

- De los resultados obtenidos en el diseño por flexión del elemento vigas del eje A/1-8, se registro una demanda de 4.98 ton-m y una capacidad 7.9 tonf/m resultando un valor $D/C=63\%$. Y en el diseño por corte del elemento vigas del eje A/1-8 se registro una demanda de 4.945 tonf/m y una capacidad de 9.967 tonf/m resultando un valor $D/C=50\%$.

- De los resultados obtenidos en el diseño por flexocompresión del elemento columna se registro una demanda de 61.19 ton-m y una capacidad 76.49 tonf/m resultando un valor $D/C=79\%$. Y en el diseño por corte del elemento columna se registro una demanda de 20.46 tonf/m y una capacidad de 23.73 tonf/m resultando un valor $D/C=86\%$.

-La relación de la demanda y capacidad, es decir $D/C < 1$ significa que el elemento estructural será sometido a solicitaciones menores a la que es capaz de soportar, y se convierte en un dimensionado eficiente por lo que se ha aplicado en los diseños de columnas, vigas, losas, placas.

-Se entiende que por demanda son las cargas, deformaciones, espectro y se entiende por capacidad para el caso de una columna a su resistencia a flexocompresión, dimensiones, material, cantidad de aceros. Para lograr un adecuado razón se

considero según la literatura y de los antecedentes que para un ratio $50\% < d/c < 65\%$ el diseño es conservador, $65\% < d/c < 90\%$ es aceptable y para $90\% < d/c < 100\%$ no es recomendable.

V. CONCLUSIONES

Del análisis sísmico realizado a la estructura, se concluye lo siguiente:

- Se determinó que la aplicación del análisis sísmico influye en la elección del sistema estructural, porque se fue realizando mediante un proceso iterativo, optimizando para cumplir con los principios que la norma E0.30 establece para edificaciones regulares. Para permitir una correcta estructuración y brindar la rigidez lateral al edificio se optó porque el sistema sea en dos dirección, de pórticos se encuentra en el eje x-x, y el de muros estructurales se encuentre presente en el eje y-y.
- De realizado predimensionamiento por carga de gravedad, las columnas obtuvieron medidas de 30x40 cm para el caso más crítico, y por concepto para que el resultado de las dimensiones sea correcta, en el análisis la masa predominante en el modo 1 y modo 2 debe ser mayor en traslación. Por lo que no se considero estas dimensiones como finales porque al tener solo un 10% de masa participativa en traslación; la estructura tiende a rotar y fue necesario hacer una reestructuración con placas, así mismo se determinó que el predimensionamiento si influye en el análisis sísmico.
- La estructura planteada es aceptable ya que luego del análisis y diseño la estructura, ésta ha cumplido con el RNE con las derivas o distorsión relativa para un edificio de material predominante de concreto armado de base fija, la fuerza cortante mínima en el primer entrepiso para una estructura regular y la rigidez lateral. Estos aspectos aseguran el buen la estabilidad de la estructura frente a la ocurrencia de un evento sísmico de gran intensidad.
- Debido a la distribución arquitectónica se optó por colocar placas en la escalera, las mismas que aumentan la rigidez lateral de la estructura, luego se determinaron los periodo fundamentales en el que el predominante en la dirección x-x, en el modo 1 le corresponde un periodo de 0.213 con una masa participativa de 83%, mientras que en la dirección y-y el periodo predominante es 0.129 que proviene del modo 2 con una masa participativa de 45%. Por lo expuesto, los resultados son coherentes ya que la estructura es más rígida en la dirección y-y debido a las grandes placas por lo tanto los periodos si influyen en los criterios de la norma E0.30 para el análisis sísmico.
- Del diseño de columnas que son los elementos a flexocompresión, se ha analizado los resultados a carga axial y el momento P-M; para así cumplir que la demanda sea menor a la capacidad, mediante el diagrama de interacción puedo definir que si la sección de la columna con el área de acero que estoy colocando va a resistir las cargas de demanda porque la capacidad esta en función del concreto y el acero, y la demanda son las combinaciones que generan una axial "P" y un momento "M". Por lo que se empieza a diseñar con una cuantía mínima que es el 1% de sección de la columna, hasta un 4% que es la cuantía máxima

recomendable. La cuantía empleada fue de 1.62%, y si no cumpliera se tendría que cambiar la sección, y se tuviese que realizar nuevamente un re-análisis de la estructura con dimensiones mayores.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda que antes de emplear el análisis dinámico, se utilice el análisis estático, de ser antigua, la norma lo toma en cuenta porque hay estructuras que no son muy complejas , y se puede hacer un análisis estático que me permite verificar si la estructura es irregular o regular según lo descrito en la norma.
- Se recomienda que los muros estructurales se ubiquen en puntos estratégicos, como son las zonas de la escalera que presente área no techada con lo cual hay diafragma rígido discontinuo.
- Se recomienda en diseñar una cortante dinámica, haciendo cumplir que el valor de la cortante sea mayor al 80% de la cortante estática para estructuras regulares, o mayor al 90% de la cortante establecido para estructuras irregulares, y si se encuentra por debajo, se tiene que escalar, como la norma dice si fuese necesario para cumplir con los mínimos hay que escalar.
- Se recomienda fomentar el análisis no lineal de sistemas sometidas a excitaciones sísmicas de diferentes intensidades en el rango inelástico ya que en la actualidad se ha observado el uso frecuente de programas de ingeniería estructural que ayudan grandemente a realizar cálculos numéricos complejos de una manera rápida, segura y así evitar errores graves por lo que el criterio estructural humano debe prevalecer.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] RNE, Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente, Lima: El Peruano, 2018.
- [2] RNE, Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, Lima: El Peruano, 2009.
- [3] PNP, Directiva N°04-13-2016-DIRGEN-PNP/DIRNGI-B: “Normas y Procedimientos que regulan la construcción de locales policiales para el funcionamiento de unidades y subunidades de la Policía Nacional del Perú”, Lima: El Peruano, 2016.
- [4] L. Saravia, “Análisis y diseño con Etabs, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, aplicado a edificios de concreto armado.” Tesis para optar el grado de maestro en ingeniería civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, 2013.
- [5] C. Marte, "Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (PUSH-OVER)". Tesis para optar el Grado de Master en Ingeniería Estructural y de la Construcción, Universidad Politécnica de Catalunya, 2014.
- [6] A. Gómez, Diseño de un edificio de aulas de seis niveles. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2016.
- [7] M. Montalvo, Diseño Estructural de un Edificio de Vivienda de ocho pisos. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017.
- [8] J. Ramírez, “Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 8 pisos en Surquillo”. Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Pontificia universidad Católica del Perú, 2019.
- [9] P. Huayllani, “Diseño de un edificio educativo de cinco pisos de concreto armado”. Tesis para optar el título profesional de Ingeniería Civil, Pontificia universidad Católica del Perú, 2019.
- [10] RNE, Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, Lima: El Peruano, 2006.
- [11] RNE, Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones, Lima: El Peruano, 2018.
- [12] L. Condeña, "Diseño de un edificio de tres pisos de concreto armado para uso del Ministerio de Salud en la nueva urbanización la Victoria - Ica". Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil., Universidad nacional San Luis Gonzaga de Ica, 2014.
- [13] Norma Técnica (revisada 2015), NTP 339.162: Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción, Lima, Perú: Indecopi, 2015.
- [14] Norma Técnica (revisada 2015), NTP 339.150 (ASTM D 2488): Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual-manual, Lima, Perú: Indecopi, 2015.
- [15] Norma Técnica (revisada 2014), NTP 339.134 (ASTM D 2487): Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería SUCS, Lima, Perú: Indecopi, 2014.
- [16] Norma Técnica (revisada 2015), NTP 339.151 (ASTM D4220) practicas normalizadas para la prevencion y transporte de, Lima, Perú: Indecopi, 2015.
- [17] Norma Técnica (revisada 2014), NTP-339.128 (ASTM D-422): Análisis granulométrico por tamizado, Lima, Perú: Indecopi, 2014.
- [18] Norma Técnica (revisada 2014), NTP 339.129(ASTM D-4318): Determinación del límite líquido de suelos, Lima, Perú: Indecopi, 2014.
- [19] Norma Técnica (revisada 2019), NTP 339.127(ASTM D-2216): Método de prueba estándar para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelos y rocas por masa, Lima, Perú: Indecopi, 2019.

- [20] Norma Técnica (revisada 2017), NTP 339.171 (ASTM D-3080): Método de ensayo estándar para el ensayo de corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas, Lima, Perú: Indecopi, 2017.
- [21] Norma Técnica (revisada 2015), NTP 339.177 (ASTM D 3370 y AASHTO T291): Contenido de cloruros, Lima, Perú: Indecopi, 2015.
- [22] Norma Técnica (revisada 2015), NTP 339.178 (ASTM E 275 y AASTO T290), Lima, Perú: Indecopi, 2015.
- [23] Norma Técnica (revisada 2015), NTP 339.152 (ASTM D 1888 y MTC E 219): Contenido de Sales Solubles Totales, Lima, Perú: Indecopi, 2015.
- [24] Instituto Americano del Concreto, ACI 318 -2019: Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural y Comentarios, USA: Concrete International , 2019.
- [25] K. Terzaghi, Mecánica Teórica de Suelos, 1943.
- [26] L. Prandtl, Sobre la dureza de los cuerpos de plástico, 1920.
- [27] G. Ottazi, “Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado”. Tesis para optar el Grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004.
- [28] E. Vlacev, La ingeniería sísmica basada en desempeño, Análisis no lineal de elementos de concreto armado, 2014.
- [29] Asce, Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras, 2010.
- [30] J. Moehle, Diseño Sísmico de edificios de concreto armado, McGraw-Hill Education , 2014.
- [31] J. Wight, Mecánica y Diseño de Hormigón Armado, 2016.

VIII. ANEXOS

Anexo 01

Matriz de consistencia

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES					METODOLOGÍA			
			VI	VD	INDICADOR	MEDICIÓN	RANG. DE VARIACIÓN		Tipo de Investigación:		
PROBLEMA GENERAL : En qué medida influye la aplicación del análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Ica.	OBJETIVO GENERAL: Determinar la influencia del análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Ica.	Hipótesis General: Análisis sísmico estático y dinámico influye en el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Ica	Análisis sísmico estático y dinámico.	Diseño estructural	Cortante Basal (V)	Razón (%)	V_D/V_E	$V_D/V_E > 0.80$, aceptable	Investigación descriptivo		
							V_D/V_E	$V_D/V_E < 0.80$, no aceptable	Diseño de Investigación:		
									Diseño no experimentales		
Problema Específico 1: En qué medida influye el predimensionamiento de los elementos estructurales para el análisis sísmico estático y dinámico de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Ica.	Objetivo Específico 1: Determinar la influencia del predimensionamiento para el análisis sísmico estático y dinámico de un pabellón de la comisaría de paracas, provincia de Ica.	Hipótesis Específico 1: El predimensionamiento de los elementos estructurales influye en el análisis sísmico estático y dinámico de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Ica.	Análisis sísmico estático y dinámico.	Predimensionamiento de elementos estructurales.	Esfuerzo axial (σ)	Ton/m^2 Kg/m^2	Externas	externa < 0.35, aceptable			
								externa > 0.35, no aceptable			
							Internas	interna < 0.45, aceptable			
								interna > 0.45, no aceptable			
Problema Específico 2: En qué medida influye el cálculo de los periodos fundamental de la estructura para el análisis sísmico estático y dinámico para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Ica.	Objetivo Específico 2: Determinar la influencia del cálculo de los periodos fundamental de la estructura para el análisis sísmico estático y dinámico de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Ica.	Hipótesis Específico 2: El cálculo del periodo fundamental de la estructura influye en el análisis sísmico estático y dinámico de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Ica	Análisis sísmico estático y dinámico.	T, periodo fundamental de la estructura.	Periodo	s	ESTÁTICO	T periodo de la estructura	Periodos cortos < 0.5s	Población y Muestra	
									Periodos intermedios <0.5-1.5>		Población:
									Periodos altos > 1.5s		
							DINÁMICO	T modal espectral	Periodos cortos < 0.5s		Muestra:
									Periodos intermedios <0.5-1.5>		
									Periodos altos > 1.5s		

Problema Específico 3: En qué medida influye la obtención de las derivas de las estructuras para el análisis sísmico estático y dinámico de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.	Objetivo Específico 3: Determinar la influencia de la obtención de las derivas para el análisis sísmico estático y dinámico de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica	Hipótesis Específico 3: La obtención de las derivas de las estructuras influye en el análisis sísmico estático y dinámico de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica	VI	VD	INDICADOR	MEDICIÓN	RANG. DE VARIACIÓN		Son los sistemas estructurales que conforman el entramado global de la estructura, en este caso son sistemas en base a pórticos de concreto armado y muro de corte.
			Análisis Sísmico estático y Dinámico.	Obtención de derivas.	Límites para la distorsión de entrepiso	Δ_i/h_{ei}	$x \leq 0.007$	aceptable	
							$x \geq 0.007$	no aceptable	
VI	VD	INDICADOR	MEDICIÓN	RANG. DE VARIACIÓN					
Diseño Estructural	Fuerzas internas	Demanda y Capacidad	Razón (%)	$\frac{D}{C} \leq 1.0$	aceptable				
				$\frac{D}{C} > 1.0$	no aceptable				
Problema Específico 4: En qué medida influye las fuerzas internas para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.	Objetivo Específico 4: Determinar la influencia de las fuerzas internas para el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica	Hipótesis Específico 4: Las fuerzas internas influye en el diseño estructural de un pabellón de la comisaría de Paracas ,provincia de Pisco, departamento de Ica							

Anexo 02

Fotografías de investigación de campo



Fotografía :Personal de la Policía Regional de Ica y tesista de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga, delimitan el área de terreno para el proyecto,



Fotografía.: Vista del terreno de estudio destinado para uso policial en el distrito de Paracas, provincia de Pisco, departamento de Ica.



Fotografía : Vista de la extensión de terreno para el diseño Estructural de la Comisaría de Turismo en Paracas.



Fotografía. Vista de la excavación realizada en la calicata para la extracción de las muestras.



Fotografía: Vista de la medición de los estrados hallados en la Calicata.



Fotografía: Vista de la Calicata sin presencia de nivel freático.



Fotografía: Cerrado de la excavación y culminación de la exploración del terreno.

Anexo 03:
Perfil estratigráfico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO						
Proyecto	"ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA".					
Ubicación	URB. EL CHACO, AV.PRINCIPAL MANZANA "F",LOTE'2"					
Tesista	BACH. CHAVEZ BELLIDO KATHERINE LISSETT					
Calicata	CAL - 1		COTA	20 m		
Referencia N.F	.		FECHA:	ago-19		
prof.	(m)	TIPO DE EXPL.	MUESTRA	Descripción visual del estrato	Clasif. SUCS	SIMBOLO
	0.30	↑ A CIELO ABIERTO	M-1	Arenas pobremente graduadas de nula plasticidad, color beige claro, de consistencia semi-compacto, estado poco húmedo	SP A-3(0)	
	0.50			Lente de Caliche compuesto por Sales y Sulfatos de espesor 20 cm		
	2.00	↓	M-2	Arenas pobremente graduadas de nula plasticidad, color beige claro, de consistencia semi-compacto, estado poco húmedo.	SP A-3(0)	
	3.00		M-3	Clasificados según SUCS como (SP) arenas pobremente graduadas, y según AASHTO como un suelo de tipo A-3(0). Tanto a la profundidad de exploración, no se ha encontrado nivel freático		



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME: Nº 138-15

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

SOLICITA: INMOBILIARIA HABITAT
 PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LOCAL PARA HOSPEDAJE
 UBICACIÓN: AVENIDA EL CHACO, DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA
 FECHA: dic-15

Profundidad de 0.00 a 3.00
 Tipo de excavación: manual
 Nivel freático: --

Profundidad en metros	MUESTRA	DESCRIPCIÓN MUESTRA	SUCS	SÍMBOLO
0	CALICATA	Arena pobremente graduada	SP	
0.4				
0.55				
3,0	M-3	Arena pobremente graduada	SP	



ING. DANIEL CUEVAS SERNA
 ESP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 CIP. 117293

PERFIL DE CALICATA I					
PROYECTO : CONSTRUCCIÓN DE LA POLLERÍA PARACAS CHICKEN EN EL DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO Y DEPARTAMENTO DE ICA.					
SOLICITA : ENGI RESTAURANTS SAC					
Metodo de excavación : Calicata		Nivel Freático : -			
Referencia : Nivel del terreno		Profundidad :		3.00 m	
Superficie : ± 0.00 m.		Fecha:		AGOSTO DEL 2019	
Prof. (m)	TIPO DE EXPL.	MUESTRA	DESCRIPCION	CLASIF.	SIMBOLO
0.00	↑	M - 1	Arenas pobremente graduados de nula plasticidad, color gris claro, de consistencia poca compacta, estado poco humedo.	SP	
0.40					
3.00	A CIELO ABIERTO ↓	M - 2	Clasificados según SUCS como (SP) arenas pobremente graduados, y según AASHTO como un suelo de tipo A-3 (0). Tanto a la profundidad de exploracion como a la profundidad de sondaje, no se ha encontrado el nivel freatico	SP	



IGEO E.I.R.L.
INGENIERIA & GEOTECNIA
ANGEL ROSA RUANCA BORDA
M.Sc. Ing. Civil - CIP 5337

Anexo 04:

Ensayos Estándar



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 Centro de Producción "Laboratorio de Mecánica de Suelos"
 Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km. 305 Teléfax: 056-225924 Telf: 218928 ICA - PERÚ



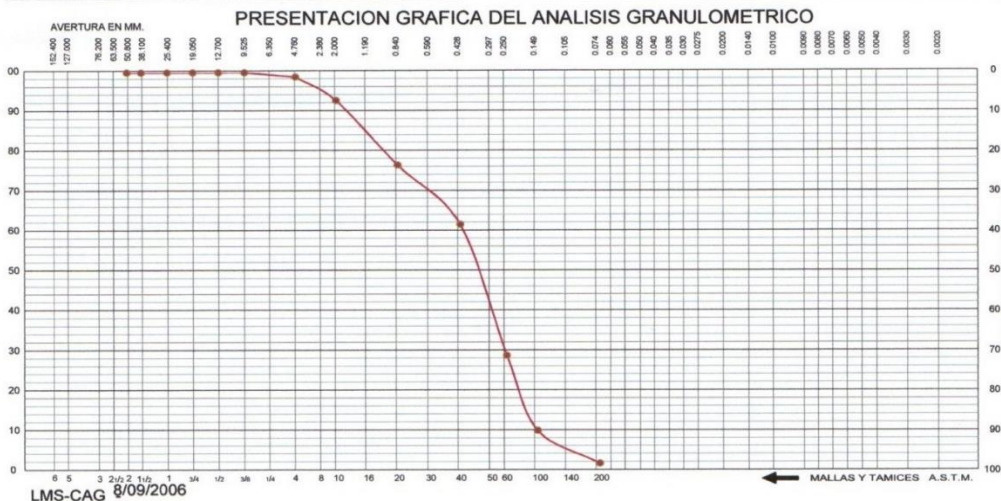
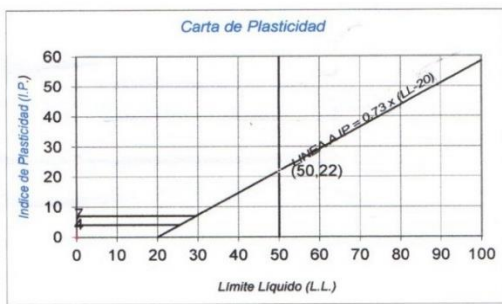
ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por : Bach. CHAVEZ BELLIDO Katherine Lisset CERTIFICADO N° 034- 19
Proyecto : Analis. Sism. Estat. y Dinam. para el Diseño Estruct. de un Pabellon de la Comisaria de Paracas, Prov. de Pisco, Depart. de
Ubicación : PARACAS - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA BOLETA N° 2374
Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, AGOSTO DEL 2019

Procedencia	: PARACAS - PISCO
Muestra	: C - 1; E - 1 0.00 a 1.00 mt.
Peso de Muestra	: 1000.00 grs.
HUMEDAD NATURAL (W)	% 2.82
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	% 0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	% 0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	% 0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamizez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	11.30	1.13	98.87	1.13
8	2.300				
10	2.000	58.70	5.87	93.00	7.00
16	1.190				
20	0.840	161.20	16.12	76.88	23.12
30	0.590				
40	0.420	148.50	14.85	62.03	37.97
50	0.297				
60	0.250	326.10	32.61	29.42	70.58
80	0.177				
100	0.149	187.50	18.75	10.67	89.33
140	0.105				
200	0.074	82.30	8.23	2.44	97.56
Fondo		24.40	2.44	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.143	C ₁₀	2.87	
D ₃₀ (mm)		0.253	C ₃₀	1.09	
D ₆₀ (mm)		0.409			

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)



LMS-CAG 8/09/2006

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 Ing. FELIX ORMENDO GARCÉS
 CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por :: Bach. CHAVEZ BELLIDO Katherine Lissett **CERTIFICADO N°** 034-A- 19
Proyecto :: Análisis Sism. Estat. y Dinam. para el Diseño Estruct. de un Pabellon de la Comisaria de Paracas, Prov. de Pisco, Depart. de
Ubicación :: PARACAS - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA **BOLETA N°** 2374

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, AGOSTO DEL 2019

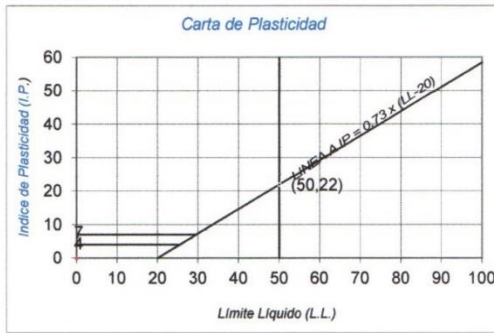
Procedencia : PARACAS - PISCO
Muestra : C -1; E -2 1.00 a 2.00 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	8.70	0.87	99.13	0.87
8	2.300				
10	2.000	60.20	6.02	93.11	6.89
16	1.190				
20	0.840	159.40	15.94	77.17	22.83
30	0.590				
40	0.420	152.90	15.29	61.88	38.12
50	0.297				
60	0.250	298.70	29.87	32.01	67.99
80	0.177				
100	0.149	198.40	19.84	12.17	87.83
140	0.105				
200	0.074	93.20	9.32	2.85	97.15
Fondo		28.50	2.85	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D_{10} (mm)		0.132	C_u	3.11	
D_{30} (mm)		0.240	C_c	1.07	
D_{60} (mm)		0.409			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	3.18
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3 (0)

ESTANDAR DE CLASIFICACION
ASTM D422-D2216-D2487 / AASHTO T87



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Ing. RENE CANCHARI VEGA
 CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES
 PRESTACION DE SERVICIOS



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por :: Bach. CHAVEZ BELLIDO Katherine Lissett **CERTIFICADO N°** 034-B- 19
Proyecto :: Análisis Sism. Estat. y Dinam. para el Diseño Estruct. de un Pabellon de la Comisaria de Paracas, Prov. de Pisco, Depart. de Paracas
Ubicación :: PARACAS - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA **BOLETA N°** 2374

Tipo de Exploración : A CIELO ABIERTO
Realizado por : ING. RENE CANCHARI VEGA
Fecha : ICA, AGOSTO DEL 2019

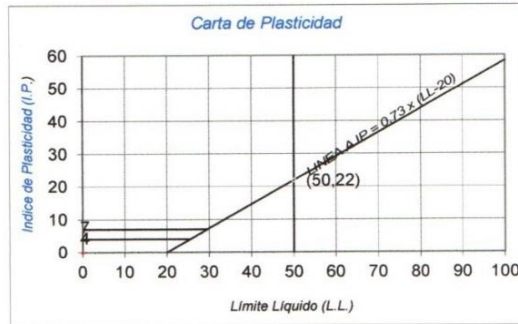
Procedencia : PARACAS - PISCO
Muestra : C -1; E -3 2.00 a 3.00 mt.
Peso de Muestra : 1000.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500	1.30	0.13	99.87	0.13
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	10.50	1.05	98.82	1.18
8	2.300				
10	2.000	55.80	5.58	93.24	6.76
16	1.190				
20	0.840	165.30	16.53	76.71	23.29
30	0.590				
40	0.420	158.80	15.88	60.83	39.17
50	0.297				
60	0.250	301.40	30.14	30.69	69.31
80	0.177				
100	0.149	188.30	18.83	11.86	88.14
140	0.105				
200	0.074	87.40	8.74	3.12	96.88
Fondo		31.20	3.12	0.00	100.00
Peso Total =		1000.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.133	C _u	3.12	
D ₃₀ (mm)		0.246	C _c	1.10	
D ₆₀ (mm)		0.415			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	2.90
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3	(0)

ESTANDAR DE CLASIFICACION
 ASTM D422-D2216-D2487 / AASHTO T87



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Ing. FELIX...
 CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES Y PRESTACION DE SERVICIOS



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 033-B

ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 339.128 - ASTM D422

SOLICITA: INMOBILIARIA HABITAT
 PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE LOCAL PARA HOSPEDAJE
 UBICACIÓN: AVENIDA EL CHACO, DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA
 FECHA: dic-15

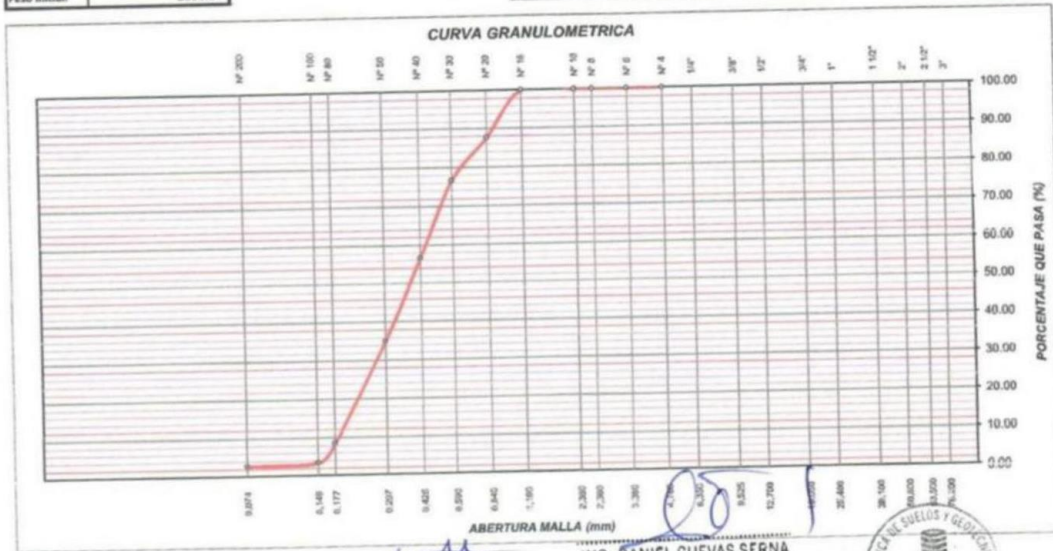
CALICATA Nº 1 MUESTRA Nº 1 PROFUNDIDAD 0.00-3.00 m

MALLAS SERIE AMERICANA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					ESPECIFICACIONES DENOMINACIÓN A
	ABERTURA (mm)	Peso Retenido	(%) RET.	(%) RET ACUM.	PASA (%)	
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350					
Nº 4	4.760		0.00	0.00	100.00	
Nº 6	3.360	0.00	0.00	0.00	100.00	
Nº 8	2.380	0.00	0.00	0.00	100.00	
Nº 10	2.000	0.00	0.00	0.00	100.00	
Nº 16	1.190	0.00	0.00	0.00	100.00	
Nº 20	0.840	322.00	12.38	12.38	87.62	
Nº 30	0.590	286.00	11.00	23.38	76.62	
Nº 40	0.426	520.00	20.00	43.38	56.62	
Nº 50	0.297	560.00	21.54	64.92	35.08	
Nº 80	0.177	692.00	26.62	91.54	8.46	
Nº 100	0.149	131.00	5.04	96.58	3.42	
Nº 200	0.074	19.00	0.73	97.31	2.69	
FONDO		70.0	2.69	100.00	0	
Peso Inicial:		2600.0				

RESULTADOS DE ENSAYOS			
LIMITE LIQUIDO		CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	0.00	SUCS	AASHTO
INDICE PLASTICIDAD	0.00	SP	A-3 (0)
CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD	
Nº 1	1	0.00 m - 3.00 m	
HUMEDAD NATURAL (%)		2.93 %	

PESO INICIAL SECO	2600.00 grs
PESO LAVADO SECO	2530.00 grs
% QUE PASA LA MALLA Nº 200	2.69%
% RETENIDO EN LA MALLA 3"	0.00%

(%) GRAVA	0.00	D10 (mm)	0.184
(%) ARENA	97.31	D30 (mm)	0.274
(%) FINOS	2.69	D60 (mm)	0.454
		Cu	0.405
		Cc	0.900



Juan Eladio Alvarez Lara
 INGENIERO CIVIL
 REG. C.I.P. 121377

ING. DANIEL CUEVAS SERNA
 ESP. EN GEOTÉCNICA DE SUELOS
 CIP. 117293



**ENSAYO DE ANÁLISIS
GRANULOMÉTRICO NTP 339.128 -
ASTM D422**

SOLICITA	: ENGI RESTAURANTS SAC
PROYECTO	: CONSTRUCCION DE LA POLLERIA PARACAS CHICKEN EN EL DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO Y DEPARTAMENTO DE ICA
UBICACIÓN	: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA
FECHA	: AGOSTO 2019

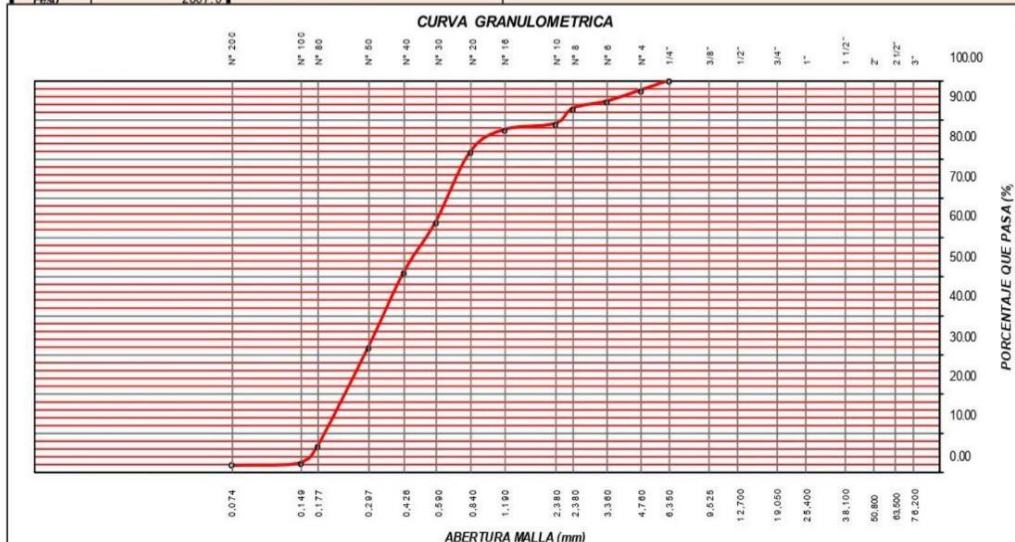
C ALICATA N° 1

MALLAS SERIE AMERICANA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					ESPECIFICACIONES GRADACION - A
	ABERTURA (mm)	Pesos Retenidos	(%) RET	(%) RET ACUM	PASA (%)	
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350		0.00	0.00	100.00	
N° 4	4.760	70.0	2.49	2.49	97.51	
N° 6	3.360	80.0	2.85	5.34	94.66	
N° 8	2.380	50.00	1.78	7.13	92.87	
N° 10	2.000	111.00	3.95	11.08	88.92	
N° 16	1.190	42.00	1.50	12.58	87.42	
N° 20	0.840	158.00	5.63	18.20	81.80	
N° 30	0.590	506.00	18.03	36.23	63.77	
N° 40	0.426	360.00	12.83	49.06	50.94	
N° 50	0.297	537.00	19.13	68.19	31.81	
N° 80	0.177	710.00	25.29	93.48	6.52	
N° 100	0.149	120.00	4.28	97.76	2.24	
N° 200	0.074	16.00	0.57	98.33	1.67	
FONDO		47.0	1.67	100.00	0	
Peso		2807.0				

RESULTADOS DE ENSAYOS			
LIMITE LIQUIDO	0.00	CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	0.00	SUCS	AASHTO
INDICE PLASTICIDAD	0.00	SP	A-3(0)
CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD	
N° 1	1	0.00 m - 3.00 m	
HUMEDAD NATURAL (%)		3.3 %	

PESO INICIAL SECO	2807.00 grs
PESO LAVADO SECO	2760.00 grs
% QUE PASA LA MALLA N° 200	1.67%
% RETENIDO EN LA MALLA 3"	0.00%

(%) GRAVA	2.49	D10 (mm)	0.194
(%) ARENA	95.83	D30 (mm)	0.288
(%) FINOS	1.67	D60 (mm)	0.542
		Cu	0.357
		Cc	0.793





DENSIDAD IN SITU
METODO DEL CONO DE ARENA

CERTIFICADO N° 17-19
BOLETA N° 2374

SOLICITANTE : **Bach. CHAVEZ BELLIDO Katherine Lissett**

OBRA : ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLON DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA

UBICACIÓN : PARACAS - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA

MATERIAL : **SUELO NATURAL (C - 1; E - 3)**

CANTERA

FECHA : Ica, 26 de Agosto 2019

TECNICO OPERADOR : Ing. RENE CANCHARI VEGA

MUESTRA N°	1			
CAPA	SUELO NATURAL			
LUGAR	C - 3; E - 1 PARACAS			
LADO:	EJE			
1. Peso de la lata + suelo humedo	4,335.80			
2. Peso de la lata	0.00			
3. Peso del suelo humedo (1 - 2)	4,335.80			
4. Peso de arena + frasco	4,000.00			
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	538.40			
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	3,461.60			
7. Densidad de la arena	1.39			
8. Volumen del hueco (6/7)	2,490.36			
9. Peso de la grava al aire	0.00			
10. Volumen de la grava por desplaz.	0.00			
11. Peso del suelo (3 - 9)	4,335.80			
12. Volumen del suelo (8 - 10)	2,490.36			
13. Densidad del suelo humedo(11/12)	1.74			
14. Humedad contenida en el suelo	3.51			
15. Densidad del suelo seco	1.68			
16. Densidad del suelo seco gr/cm ³	1.68			
17. Max.Dens.determinada en la curva	0.00			
18. Porcentaje de compactacion(16/17)	0.00			
19. Compactacion especificada	0.00			
Espesor compactado (mt.)	0.00			
Control de humedad				
RECIPIENTE N°	1			
1. Peso de la lata + suelo humedo	405.30			
2. Peso de la lata + suelo seco	393.00			
3. Peso de agua	12.30			
4. Peso de lata	42.60			
5. Suelo seco	350.40			
6. Porcentaje de humedad con Speedy	3.51			



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. **ESKIL ORMENDO GRADOS**
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Anexo 05:

Ensayos Especiales



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO MECANICA DE SUELO
 Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km 305 Telef. #320452 - ICA -PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 16 -19
 TESISISTA

SOLICITANTE : **Bach. CHAVEZ BELLIDO Katherine Lissett**
PROYECTO : ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLON DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA
UBICACIÓN : **PARACAS - PROVINCIA DE PISCO - DEPARTAMENTO DE ICA**
FECHA : **ICA, 26 DE AGOSTO DEL 2019**
Sondaje : C - 1; **Clasif. (SUCS)** : **SP/ARENA POBREMENTE GRADUADA**
Muestra : E - 3 **Velocidad (mm/min)** : **0.5**
Profundidad : **2.00 a 3.00 mt.** **Coef. Anillo CR (div/kg.)** : **0.306**
Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	125.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.74
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	3.50
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	3.50	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical (divisiones)	desplazam. horizontal (divisiones)	Fuerza de corte (kg)	Esfuerzo de corte (kg/cm ²)
div.	mm				
0	0.000	140	0	0.00	0.00
10	0.250	137	18	5.51	0.15
20	0.500	132	23	7.04	0.20
30	0.750	128	27	8.26	0.23
40	1.000	125	31	9.49	0.26
50	1.250	121	35	10.71	0.30
60	1.500	116	38	11.63	0.32
70	1.750	112	41	12.55	0.35
80	2.000	107	44	13.46	0.37
90	2.250	103	46	14.08	0.39
100	2.500	99	48	14.69	0.41
110	2.750	96	48	14.69	0.41
120	3.000	92	48	14.69	0.41
130	3.250	87	48	14.69	0.41
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Ing. FELIX DOMINGO GRADOS
 CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
 Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Anexo 06:
Ensayos químicos



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA
FACULTAD DE FARMACIA Y BIOQUIMICA
DEPARTAMENTO DE CIENCIAS QUÍMICAS
ICA PERU

INFORME DE ANALISIS FISICO QUIMICO DE SUELOS Y AGREGADOS

Análisis Solicitado Por Bach. Chávez Bellido Katherine Lissett
Obra: Análisis Sísmico Estático y Dinámico para el Diseño Estructural de un Pabellón de la Comisaria de Paracas – Provincia de Pisco. Departamento de Ica.
Ubicación: Distrito de Paracas Provincia de Pisco Dpto. de Ica.
Muestra: C-1, E-1
Cantera: Suelo Natural
Fecha de Ensayo: Agosto 2019 **Fecha de Entrega:** Agosto 2019
Muestra fue tomada por El Solicitante

PARAMETROS RESULTADOS

PARAMETROS	Reporte en ppm.	Reporte en %p/p	Método
pH 7.2			Conductímetro
Cloruros (Cl ⁻)	197.40	0.0197	V. Precipitación
Sulfatos (SO ₄ ⁼)	120.00	0.0120	G. Precipitación
Sales Solubles Totales	496.10	0.0496	G. Volatilización
Carbonato Ca(CO ₃)	350.00	0.0350	V. Neutralización

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA
DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE CIENCIAS QUÍMICAS
Q.F. Juan Carlos Ochoa Menéndez
Responsable de Actas de Cuentas Anuales

Anexo N°07:
Cálculo de la capacidad portante del terreno

DISEÑO DE CIMENTACIONES		
CIMENTACIÓN SUPERFICIAL - ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN		

Tesis: “ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA”

Autor: CHAVEZ, BELLIDO KATHERINE LISSETT

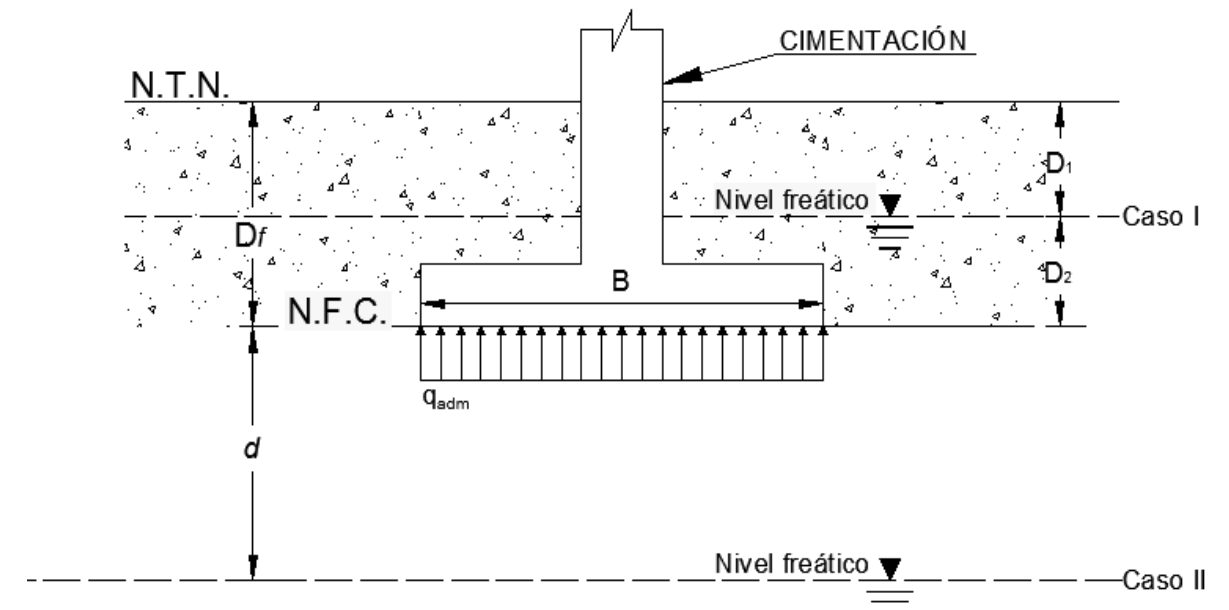
Ubicación: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA
Fecha: jul-20

INDICACIONES	
	Campos editables
	Campos de resultados

1.1. Datos Generales

DATOS DEL TIPO DE SUELO	
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	32.62°
Cohesión (C)	1.00 t/m ²
Peso Específico del Suelo por encima del N.F.C. (g)	1.68 t/m ³

PARÁMETROS ELÁSTICOS	
E=	1500 ton/m ²
Poisson (μ)	0.35
Gmax =	556 ton/m ²
Gs =	56 ton/m ²



1.2. Datos Para Diseño

DATOS PARA EL DISEÑO	
Angulo de Fricción Interna (ϕ)	23.11°
Cohesión (C)	0.67 t/m ²
Peso Específico (g)	1.68 t/m ³
Factor de Seguridad (FS)	3.00
Inclinación de la carga (β°)	0°

Corrección de la cohesion y el angulo de fricción interna
¿Falla por Corte?

SI FScorte = 1.5

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + (D_f \gamma_1) N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

1.3. Calculo de qadm

Tipo de Cimentación	Df	B	L	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA			FACTORES DE PROFUNDIDAD			FACTORES DE COMPRESIBILIDAD			FACTORES DE INCLINACIÓN			q _{ult}	q _{adm}
				N _c	N _g	N _q	F _{cs}	F _{ys}	F _{qs}	F _{cd}	F _{gd}	F _{qd}	F _{cc}	F _{gc}	F _{qc}	F _{ci}	F _{qi}	F _{gi}		
Cuadrada	1.50	2.00	2.00	18.18	8.33	8.76	1.48	0.60	1.43	1.27	1.00	1.24	0.78	0.83	0.83	1.00	1.00	1.00	5.69 kg/cm ²	1.90 kg/cm²
	1.50	3.00	3.00	18.18	8.33	8.76	1.48	0.60	1.43	1.18	1.00	1.16	0.73	0.79	0.79	1.00	1.00	1.00	5.40 kg/cm ²	1.80 kg/cm²
	1.50	4.00	4.00	18.18	8.33	8.76	1.48	0.60	1.43	1.13	1.00	1.12	0.69	0.75	0.75	1.00	1.00	1.00	5.30 kg/cm ²	1.77 kg/cm²
Rectangular	1.50	1.50	3.00	18.18	8.33	8.76	1.24	0.80	1.21	1.36	1.00	1.31	0.68	0.75	0.75	1.00	1.00	1.00	4.66 kg/cm ²	1.55 kg/cm²
	1.50	2.00	4.00	18.18	8.33	8.76	1.24	0.80	1.21	1.27	1.00	1.24	0.66	0.73	0.73	1.00	1.00	1.00	4.47 kg/cm ²	1.49 kg/cm²
	1.50	3.00	6.00	18.18	8.33	8.76	1.24	0.80	1.21	1.18	1.00	1.16	0.61	0.69	0.69	1.00	1.00	1.00	4.38 kg/cm ²	1.46 kg/cm²

***Metodo de Terzagui y Factores de Vesic.**

El tipo de cimentación según el cuadro de capacidad de carga es de tipo superficial, cuadrada y rectangular y se calcula la capacidad admisible según sus dimensiones. Sin embargo la capacidad portante es el promedio de los menores valores 1.55, 1.49, 1.46, la capacidad portante es 1.50 kg/m²

Cálculo analítico de la capacidad portante del terreno:

Datos de los ensayos de laboratorio:

Ángulo de fricción interna (ϕ)=32.62°

Cohesión (c)=1.00 t/m²

Peso específico del suelo=1.68 t/m³

Df= 1.50 m

*Corrección de la cohesión y ángulo de fricción interna por falla de corte.

$$C_d = \frac{C}{FS_{corte}} = \frac{1}{1.5} = 0.67 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \tan \phi\right)$$

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\left(\frac{32.62 \cdot \pi}{180}\right)}{1.5}\right)$$

$$\phi' = \tan^{-1}(0.427) \cdot \frac{180}{\pi}$$

$$\phi' = 23.11^\circ$$

Ecuación general de la Capacidad de Carga:

$$q_{ult} = C \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} \cdot F_{cc} + D_f \cdot \gamma \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} \cdot F_{qc} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \cdot F_{\gamma c} =$$

c' =Cohesión

q =Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ =Peso específico del suelo

B =ancho de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ =Factor de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ =Factor de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factor de inclinación de carga

N_c, N_q, N_γ =Factor de capacidad de carga

1. Tipo de cimentación: cuadrada, B=2.00 m x L=2.00 m

-Cálculo de factores de capacidad de carga:

ϕ	N_c	N_q	N_γ
1 $\left \begin{array}{l} 23 \\ 23.11 \\ 24 \end{array} \right $ 0.89	$\left \begin{array}{l} 18.05 \\ X_1 \\ 19.32 \end{array} \right $ 1.27	$\left \begin{array}{l} 8.66 \\ X_2 \\ 9.60 \end{array} \right $ 0.94	$\left \begin{array}{l} 8.20 \\ X_3 \\ 9.44 \end{array} \right $ 1.24
19.32- X_1 =1.27(0.89)	9.60- X_2 =0.94(0.89)	9.44- X_3 =1.24(0.89)	

$$X_1=18.18$$

$$X_2=8.76$$

$$X_3=8.33$$

$$N_c = 18.18$$

$$N_q = 8.76$$

$$N_\gamma = 8.33$$

-Cálculo de factores de forma

$$\phi=23.11^\circ$$

$$B=2.00$$

$$L=2.00$$

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{2}{2}\right) \left(\frac{8.76}{18.18}\right) = 1.48$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{2}{2}\right) \tan(23.11) = 1.43$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{2}{2}\right) = 0.6$$

-Cálculo de factores de profundidad

$$\text{Si: } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$D_f=1.50\text{m}$$

$$B=2.00\text{m}$$

$$\phi=23.11^\circ$$

$$\text{Para } \phi > 0$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \left(23.11^\circ \frac{\pi}{180}\right) \left(1 - \sin \left(\frac{23.11\pi}{180}\right)\right)^2 \left(\frac{1.5}{2}\right) = 1.24$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$$

$$F_{cd} = 1.24 - \frac{1 - 1.24}{18.18 \tan \left(23.11 \frac{\pi}{180}\right)} = 1.27$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

-Cálculo de factores de inclinación

$$\beta = 0^\circ \text{ (ángulo de inclinación)}$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right) = \left(1 - \frac{0}{90}\right) = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right) = \left(1 - \frac{0}{23.11}\right) = 1$$

-Cálculo de factores de compresibilidad

$$\text{Índice Rigidez (Ir)} = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi}$$

$G_s =$ módulo cortante del suelo

$q' =$ presión efectiva de sobrecarga a una profundidad $D_f + B/2$

$$q' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2} \right)$$

$$I_r = \frac{56}{0.67 + (1.68) \left(1.5 + \frac{2}{2} \right) \tan \left(23.11 \frac{\pi}{180} \right)}$$

$$I_r = 22.80$$

Índice de Rigidez Crítico ($I_{r(\text{cr})}$)

$$I_{r(\text{cr})} = \frac{1}{2} e^{((3.3 - \frac{0.45B}{L}) \cot(45 - \frac{\phi}{2}))}$$

$$I_{r(\text{cr})} = \frac{1}{2} e^{((3.30 - 0.45(\frac{2}{2})) \cot(\frac{45\pi}{180} - \frac{23.11\pi}{2 \cdot 180}))}$$

$$I_{r(\text{cr})} = 37.40$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = e^{((-4.4 + 0.6(\frac{2}{2})) \tan(23.11 \frac{\pi}{180}) + \frac{3.07 \sin(\frac{23.11\pi}{180}) \log(2 \times 22.80)}{1 + \sin(\frac{23.11\pi}{180})})}$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = 0.83$$

Para $\phi' > 0$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi}$$

$$F_{cc} = 0.83 - \frac{1 - 0.83}{8.76 \tan(23.11)}$$

$$F_{cc} = 0.78$$

Datos:

$$C = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_c = 18.18$$

$$F_{cs} = 1.48$$

$$F_{cd} = 1.27$$

$$F_{ci} = 1.00$$

$$D_f = 1.50$$

$$\gamma = 16.8 \text{ KN/m}^3$$

$$N_q = 8.76$$

$$F_{qs} = 1.43$$

$$F_{qd} = 1.24$$

$$F_{qi} = 1.00$$

$$B = 2.00$$

$$N_\gamma = 8.33$$

$$F_{\gamma s} = 0.6$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{\gamma i} = 1.0$$

$$F_{cc} = 0.78$$

$$F_{qc} = 0.83$$

$$F_{\gamma c} = 0.83$$

$$q_{ult} = (6.7)(18.18)(1.48)(1.27)(1.00)(0.78) + (1.5)(16.8)(8.76)(1.43)(1.24)(1.00)(0.83) \\ + \frac{1}{2}(16.8)(2)(8.33)(0.6)(1)(1)(0.83) =$$

$$q_{ult} = 573.16 \cong 5.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_s} = \frac{5.7}{3} = 1.9 \text{ kg/cm}^2$$

2. Tipo de cimentación: cuadrada, B=3.00 m x L=3.00 m

-Cálculo de factores de capacidad de carga:

	\emptyset	N_c	N_q	N_γ	
1	$\left \begin{array}{c} 23 \\ 23.11 \\ 24 \end{array} \right $	$\left \begin{array}{c} 18.05 \\ X_1 \\ 19.32 \end{array} \right $	$\left \begin{array}{c} 8.66 \\ X_2 \\ 9.60 \end{array} \right $	$\left \begin{array}{c} 8.20 \\ X_3 \\ 9.44 \end{array} \right $	$\left \begin{array}{c} 0.89 \\ 1.27 \\ 0.94 \\ 1.24 \end{array} \right $
	$19.32 - X_1 = 1.27(0.89)$	$9.60 - X_2 = 0.94(0.89)$	$9.44 - X_3 = 1.24(0.89)$		
	$X_1 = 18.18$	$X_2 = 8.76$	$X_3 = 8.33$		

$$N_c = 18.18$$

$$N_q = 8.76$$

$$N_\gamma = 8.33$$

-Cálculo de factores de forma

$$\emptyset = 23.11^\circ$$

$$B = 3.00$$

$$L = 3.00$$

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{3}{3}\right) \left(\frac{8.76}{18.18}\right) = 1.48$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{3}{3}\right) \tan(23.11) = 1.43$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{3}{3}\right) = 0.6$$

-Cálculo de factores de profundidad

Si: $\frac{D_f}{B} \leq 1$

$D_f = 1.50\text{m}$

$B = 3.00\text{m}$

$\phi = 23.11^\circ$

Para $\phi > 0$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \left(23.11^\circ \frac{\pi}{180}\right) \left(1 - \sin\left(\frac{23.11\pi}{180}\right)\right)^2 \left(\frac{1.5}{3.0}\right) = 1.16$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$$

$$F_{cd} = 1.16 - \frac{1 - 1.16}{18.18 \tan\left(23.11 \frac{\pi}{180}\right)} = 1.18$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

-Cálculo de factores de inclinación

$$\beta = 0^\circ \text{ (ángulo de inclinación)}$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right) = \left(1 - \frac{0}{90}\right) = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right) = \left(1 - \frac{0}{23.11}\right) = 1$$

-Cálculo de factores de compresibilidad

$$\text{Índice Rigidez (Ir)} = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi}$$

$G_s = \text{módulo cortante del suelo}$

$q' = \text{presión efectiva de sobrecarga a una profundidad } D_f + B/2$

$$q' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2}\right)$$

$$I_r = \frac{56}{0.67 + (1.68)(1.5 + \frac{3}{2}) \tan(23.11 \frac{\pi}{180})}$$

$$I_r = 19.85$$

Índice de Rigidez Crítico ($I_{r(cr)}$)

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} e^{((3.3 - \frac{0.45E}{L}) \cot(45 - \frac{\phi}{2}))}$$

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} e^{((3.30 - 0.45(\frac{3}{3})) \cot(\frac{45\pi}{180} - \frac{23.11\pi}{2 \times 180}))}$$

$$I_{r(cr)} = 37.40$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = e^{((-4.4 + 0.6(\frac{3}{3})) \tan(23.11 \frac{\pi}{180}) + \frac{3.07 \sin(\frac{23.11\pi}{180}) \log(2 \times 19.85)}{1 + \sin(\frac{23.11\pi}{180})})}$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = 0.79$$

Para $\phi' > 0$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi}$$

$$F_{cc} = 0.79 - \frac{1 - 0.79}{8.76 \tan(23.11 \frac{\pi}{180})}$$

$$F_{cc} = 0.73$$

Datos:

$$C = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_c = 18.18$$

$$F_{cs} = 1.48$$

$$F_{cd} = 1.18$$

$$F_{ci} = 1.00$$

$$D_f = 1.50$$

$$\gamma = 16.8 \text{ KN/m}^3$$

$$N_q = 8.76$$

$$F_{qs} = 1.43$$

$$F_{qd} = 1.16$$

$$F_{qi} = 1.00$$

-Cálculo de factores de profundidad

$$\text{Si: } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$D_f = 1.50\text{m}$$

$$B = 4.00\text{m}$$

$$\phi = 23.11^\circ$$

Para $\phi > 0$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \left(23.11^\circ \frac{\pi}{180} \right) \left(1 - \sin \left(\frac{23.11\pi}{180} \right) \right)^2 \left(\frac{1.5}{4} \right) = 1.12$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$$

$$F_{cd} = 1.12 - \frac{1 - 1.12}{18.18 \tan \left(23.11 \frac{\pi}{180} \right)} = 1.13$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

-Cálculo de factores de inclinación

$$\beta = 0^\circ \text{ (ángulo de inclinación)}$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right) = \left(1 - \frac{0}{90} \right) = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right) = \left(1 - \frac{0}{23.11} \right) = 1$$

-Cálculo de factores de compresibilidad

$$\text{Índice Rigidez (Ir)} = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi}$$

G_s = módulo cortante del suelo

q' = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad $D_f + B/2$

$$q' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2} \right)$$

$$I_r = \frac{56}{0.67 + (1.68) \left(1.5 + \frac{4}{2} \right) \tan \left(23.11 \frac{\pi}{180} \right)}$$

$$I_r = 17.61$$

Índice de Rigidez Crítico ($I_{r(cr)}$)

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} e^{((3.3 - \frac{0.45B}{L}) \cot(45 - \frac{\phi}{2}))}$$

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} e^{((3.30 - 0.45(\frac{4}{4})) \cot(\frac{45\pi}{180} - \frac{23.11\pi}{2 \cdot 180}))}$$

$$I_{r(cr)} = 37.40$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = e \left(\left(-4.4 + 0.6 \left(\frac{4}{4} \right) \right) \tan \left(23.11 \frac{\pi}{180} \right) + \frac{3.07 \sin \left(\frac{23.11\pi}{180} \right) \log(2 \times 17.61)}{1 + \sin \left(\frac{23.11\pi}{180} \right)} \right)$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = 0.753$$

Para $\phi' > 0$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi}$$

$$F_{cc} = 0.753 - \frac{1 - 0.753}{8.76 \tan(23.11)}$$

$$F_{cc} = 0.69$$

Datos:

$$C = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_c = 18.18$$

$$F_{cs} = 1.48$$

$$F_{cd} = 1.13$$

$$F_{ci} = 1.00$$

$$D_f = 1.50$$

$$\gamma = 16.8 \text{ KN/m}^3$$

$$N_q = 8.76$$

$$F_{qs} = 1.43$$

$$F_{qd} = 1.12$$

$$F_{qi} = 1.00$$

$$B = 4.00$$

$$N_\gamma = 8.33$$

$$F_{\gamma s} = 0.6$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{\gamma i} = 1.0$$

$$F_{cc} = 0.69$$

$$F_{qc} = 0.75$$

$$F_{\gamma c} = 0.75$$

$$q_{ult} = (6.7)(18.18)(1.48)(1.13)(1.00)(0.69) + (1.5)(16.8)(8.76)(1.43)(1.12)(1.00)(0.75) \\ + \frac{1}{2}(16.8)(4)(8.33)(0.6)(1)(1)(0.75) =$$

$$q_{ult} = 531 \cong 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_s} = \frac{5.3}{3} = 1.77 \text{ kg/cm}^2$$

4. Tipo de cimentación: rectangular, B=1.50 m x L=3.00 m

-Cálculo de factores de capacidad de carga:

	ϕ	N_c	N_q	N_γ	
1	23	18.05	8.66	8.20	
	23.11 0.89	X ₁ 1.27	X ₂ 0.94	X ₃ 1.24	
	24	19.32	9.60	9.44	
	19.32-X ₁ =1.27(0.89)	9.60-X ₂ =0.94(0.89)	9.44-X ₃ =1.24(0.89)		
	X ₁ =18.18	X ₂ =8.76	X ₃ =8.33		
		$N_c = 18.18$	$N_q = 8.76$	$N_\gamma = 8.33$	

-Cálculo de factores de forma

$$\phi = 23.11^\circ$$

$$B = 1.50$$

$$L = 3.00$$

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{1.5}{3}\right) \left(\frac{8.76}{18.18}\right) = 1.24$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{1.5}{3}\right) \tan(23.11) = 1.21$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{1.5}{3}\right) = 0.8$$

-Cálculo de factores de profundidad

$$\text{Si: } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$\phi = 23.11^\circ$$

$$\text{Para } \phi > 0$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \left(23.11^\circ \frac{\pi}{180}\right) \left(1 - \sin\left(\frac{23.11\pi}{180}\right)\right)^2 \left(\frac{1.5}{1.5}\right) = 1.31$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$$

$$F_{cd} = 1.31 - \frac{1 - 1.31}{18.18 \tan\left(23.11 \frac{\pi}{180}\right)} = 1.36$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

-Cálculo de factores de inclinación

$$\beta = 0^\circ \text{ (ángulo de inclinación)}$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right) = \left(1 - \frac{0}{90}\right) = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right) = \left(1 - \frac{0}{23.11}\right) = 1$$

-Cálculo de factores de compresibilidad

$$\text{Índice Rigidez (Ir)} = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi}$$

G_s = módulo cortante del suelo

q' = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad $D_f + B/2$

$$q' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2}\right)$$

$$I_r = \frac{56}{0.67 + (1.68) \left(1.5 + \frac{1.5}{2}\right) \tan\left(23.11 \frac{\pi}{180}\right)}$$

$$I_r = 24.53$$

Índice de Rigidez Crítico ($I_{r(cr)}$)

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} e^{((3.3 - \frac{0.45 B}{L}) \cot(45 - \frac{\phi}{2}))}$$

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} e^{((3.30 - 0.45(\frac{1.5}{3})) \cot(\frac{45\pi}{180} - \frac{23.11\pi}{2.180}))}$$

$$I_{r(cr)} = 52.58$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = e^{\left(\left(-4.4 + 0.6\left(\frac{1.5}{3}\right)\right) \tan\left(23.11 \frac{\pi}{180}\right) + \frac{3.07 \sin\left(\frac{23.11\pi}{180}\right) \log(2 \times 24.53)}{1 + \sin\left(\frac{23.11\pi}{180}\right)}\right)}$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = 0.751$$

Para $\phi' > 0$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi}$$

$$F_{cc} = 0.751 - \frac{1 - 0.751}{8.76 \tan(23.11)}$$

$$F_{cc} = 0.684$$

Datos:

$$C = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_c = 18.18$$

$$F_{cs} = 1.24$$

$$F_{cd} = 1.36$$

$$F_{ci} = 1.00$$

$$D_f = 1.50$$

$$\gamma = 16.8 \text{ KN/m}^3$$

$$N_q = 8.76$$

$$F_{qs} = 1.21$$

$$F_{qd} = 1.31$$

$$F_{qi} = 1.00$$

$$B = 1.50$$

$$N_\gamma = 8.33$$

$$F_{\gamma s} = 0.8$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{\gamma i} = 1.0$$

$$F_{cc} = 0.68$$

$$F_{qc} = 0.75$$

$$F_{\gamma c} = 0.75$$

$$q_{ult} = (6.7)(18.18)(1.24)(1.36)(1.00)(0.68) + (1.5)(16.8)(8.76)(1.21)(1.31)(1.00)(0.75) \\ + \frac{1}{2}(16.8)(1.5)(8.33)(0.80)(1)(1)(0.75) =$$

$$q_{ult} = 465.10 \cong 4.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_s} = \frac{4.65}{3} = 1.55 \text{ kg/cm}^2$$

5. Tipo de cimentación: rectangular, B=2.00 m x L=4.00 m

-Cálculo de factores de capacidad de carga:

$$\begin{array}{cccc}
\emptyset & N_c & N_q & N_\gamma \\
1 \left| \begin{array}{c} 23 \\ 23.11 \\ 24 \end{array} \right| 0.89 & \left| \begin{array}{c} 18.05 \\ X_1 \\ 19.32 \end{array} \right| 1.27 & \left| \begin{array}{c} 8.66 \\ X_2 \\ 9.60 \end{array} \right| 0.94 & \left| \begin{array}{c} 8.20 \\ X_3 \\ 9.44 \end{array} \right| 1.24 \\
19.32 - X_1 = 1.27(0.89) & 9.60 - X_2 = 0.94(0.89) & 9.44 - X_3 = 1.24(0.89) & \\
X_1 = 18.18 & X_2 = 8.76 & X_3 = 8.33 & \\
N_c = 18.18 & & & \\
N_q = 8.76 & & & \\
N_\gamma = 8.33 & & &
\end{array}$$

-Cálculo de factores de forma

$$\emptyset = 23.11^\circ$$

$$B = 2.00$$

$$L = 4.00$$

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{2}{4}\right) \left(\frac{8.76}{18.18}\right) = 1.24$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \emptyset = 1 + \left(\frac{2}{4}\right) \tan(23.11) = 1.21$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{2}{4}\right) = 0.8$$

-Cálculo de factores de profundidad

$$\text{Si: } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$B = 2.00 \text{ m}$$

$$\emptyset = 23.11^\circ$$

Para $\emptyset > 0$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \emptyset (1 - \sin \emptyset)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \left(23.11^\circ \frac{\pi}{180}\right) (1 - \sin \left(\frac{23.11\pi}{180}\right))^2 \left(\frac{1.5}{2.0}\right) = 1.24$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \emptyset}$$

$$F_{cd} = 1.24 - \frac{1 - 1.24}{18.18 \tan \left(23.11 \frac{\pi}{180}\right)} = 1.27$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

-Cálculo de factores de inclinación

$$\beta = 0^\circ \text{ (ángulo de inclinación)}$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right) = \left(1 - \frac{0}{90}\right) = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right) = \left(1 - \frac{0}{23.11}\right) = 1$$

-Cálculo de factores de compresibilidad

$$\text{Índice Rigidez (Ir)} = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi}$$

G_s = módulo cortante del suelo

q' = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad $D_f + B/2$

$$q' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2}\right)$$

$$I_r = \frac{56}{0.67 + (1.68) \left(1.5 + \frac{2}{2}\right) \tan(23.11 \frac{\pi}{180})}$$

$$I_r = 22.74$$

Índice de Rigidez Crítico ($I_{r(\text{cr})}$)

$$I_{r(\text{cr})} = \frac{1}{2} e^{((3.3 - \frac{0.45 B}{L}) \cot(45 - \frac{\phi}{2}))}$$

$$I_{r(\text{cr})} = \frac{1}{2} e^{((3.30 - 0.45(\frac{2}{4})) \cot(\frac{45 \pi}{180} - \frac{23.11 \pi}{2 \cdot 180}))}$$

$$I_{r(\text{cr})} = 52.58$$

$$F_{\gamma c} = F_{q c} = e^{\left(\left(-4.4 + 0.6 \left(\frac{2}{4} \right) \right) \tan \left(23.11 \frac{\pi}{180} \right) + \frac{3.07 \sin \left(\frac{23.11 \pi}{180} \right) \log(2 \times 22.74)}{1 + \sin \left(\frac{23.11 \pi}{180} \right)} \right)}$$

$$F_{\gamma c} = F_{q c} = 0.73$$

Para $\phi' > 0$

$$F_{c c} = F_{q c} - \frac{1 - F_{q c}}{N_q \tan \phi}$$

$$F_{c c} = 0.73 - \frac{1 - 0.73}{8.76 \tan(23.11)}$$

$$F_{c c} = 0.66$$

Datos:

$$C = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_c = 18.18$$

$$F_{c s} = 1.24$$

$$F_{cd} = 1.27$$

$$F_{ci} = 1.00$$

$$D_f = 1.50$$

$$\gamma = 16.8 \text{ KN/m}^3$$

$$N_q = 8.76$$

$$F_{qs} = 1.21$$

$$F_{qd} = 1.24$$

$$F_{qi} = 1.00$$

$$B = 2.00$$

$$N_\gamma = 8.33$$

$$F_{\gamma s} = 0.8$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{\gamma i} = 1.0$$

$$F_{cc} = 0.66$$

$$F_{qc} = 0.73$$

$$F_{\gamma c} = 0.73$$

$$q_{ult} = (6.7)(18.18)(1.24)(1.27)(1.00)(0.66) + (1.5)(16.8)(8.76)(1.21)(1.24)(1.00)(0.73) \\ + \frac{1}{2}(16.8)(2)(8.33)(0.80)(1)(1)(0.73) =$$

$$q_{ult} = 450.11 \cong 4.501 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_s} = \frac{4.501}{3} = 1.49 \text{ kg/cm}^2$$

6. Tipo de cimentación: rectangular, B=3.00 m x L=6.00 m

-Cálculo de factores de capacidad de carga:

\emptyset	N_c	N_q	N_γ
1	18.05	8.66	8.20
$\left \begin{array}{l} 23 \\ 23.11 \\ 24 \end{array} \right 0.89$	$\left \begin{array}{l} X_1 \\ 19.32 \end{array} \right 1.27$	$\left \begin{array}{l} X_2 \\ 9.60 \end{array} \right 0.94$	$\left \begin{array}{l} X_3 \\ 9.44 \end{array} \right 1.24$
19.32- $X_1=1.27(0.89)$	9.60- $X_2=0.94(0.89)$	9.44- $X_3=1.24(0.89)$	
$X_1=18.18$	$X_2=8.76$	$X_3=8.33$	

$$N_c = 18.18$$

$$N_q = 8.76$$

$$N_\gamma = 8.33$$

-Cálculo de factores de forma

$$\emptyset=23.11^\circ$$

$$B=3.00$$

$$L=6.00$$

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{3}{6}\right) \left(\frac{8.76}{18.18}\right) = 1.24$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi = 1 + \left(\frac{3}{6}\right) \tan(23.11) = 1.21$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4 \left(\frac{3}{6}\right) = 0.8$$

-Cálculo de factores de profundidad

$$\text{Si: } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$D_f=1.50\text{m}$$

$$B=3.00\text{m}$$

$$\phi=23.11^\circ$$

Para $\phi > 0$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \left(23.11^\circ \frac{\pi}{180}\right) \left(1 - \sin\left(\frac{23.11\pi}{180}\right)\right)^2 \left(\frac{1.5}{3.0}\right) = 1.16$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$$

$$F_{cd} = 1.16 - \frac{1 - 1.16}{18.18 \tan\left(23.11 \frac{\pi}{180}\right)} = 1.18$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

-Cálculo de factores de inclinación

$$\beta = 0^\circ \text{ (ángulo de inclinación)}$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right) = \left(1 - \frac{0}{90}\right) = 1$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right) = \left(1 - \frac{0}{23.11}\right) = 1$$

-Cálculo de factores de compresibilidad

$$\text{Índice Rigidez (Ir)} = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi}$$

G_s = módulo cortante del suelo

q' = presión efectiva de sobrecarga a una profundidad $D_f + B/2$

$$q' = \gamma \left(D_f + \frac{B}{2}\right)$$

$$I_r = \frac{56}{0.67 + (1.68)(1.5 + \frac{3}{2}) \tan(23.11 \frac{\pi}{180})}$$

$$I_r = 19.85$$

Índice de Rigidez Crítico ($I_{r(cr)}$)

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} e^{((3.3 - \frac{0.45 E}{L}) \cot(45 - \frac{\phi}{2}))}$$

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} e^{((3.30 - 0.45(\frac{3}{6})) \cot(\frac{45\pi}{180} - \frac{23.11\pi}{2.180}))}$$

$$I_{r(cr)} = 52.58$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = e^{((-4.4 + 0.6(\frac{3}{6})) \tan(23.11 \frac{\pi}{180}) + \frac{3.07 \sin(\frac{23.11\pi}{180}) \log(2 \times 19.85)}{1 + \sin(\frac{23.11\pi}{180})})}$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = 0.69$$

Para $\phi' > 0$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi}$$

$$F_{cc} = 0.69 - \frac{1 - 0.69}{8.76 \tan(23.11)}$$

$$F_{cc} = 0.61$$

Datos:

$$C = 6.7 \text{ KN/m}^2$$

$$N_c = 18.18$$

$$F_{cs} = 1.24$$

$$F_{cd} = 1.18$$

$$F_{ci} = 1.00$$

$$D_f = 1.50$$

$$\gamma = 16.8 \text{ KN/m}^3$$

$$N_q = 8.76$$

$$F_{qs} = 1.21$$

$$F_{qd} = 1.16$$

$$F_{qi} = 1.00$$

$$B = 3.00$$

$$N_\gamma = 8.33$$

$$F_{\gamma s} = 0.8$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

$$F_{\gamma i} = 1.0$$

$$F_{cc} = 0.61$$

$$F_{qc} = 0.69$$

$$F_{\gamma c} = 0.69$$

$$q_{ult} = (6.7)(18.18)(1.24)(1.18)(1.00)(0.61) + (1.5)(16.8)(8.76)(1.21)(1.16)(1.00)(0.69) \\ + \frac{1}{2}(16.8)(3)(8.33)(0.8)(1)(1)(0.69) =$$

$$q_{ult} = 439.39 \cong 4.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F_s} = \frac{4.38}{3} = 1.46 \text{ kg/cm}^2$$

-Cálculo del valor promedio de los menores valores obtenidos del q_{adm} :

$$q_{adm} = \frac{1.55 + 1.49 + 1.46}{3} \\ \mathbf{q_{adm} = 1.50 \text{ kg/cm}^2}$$

Anexo 08:

Predimensionamiento de las vigas principales y secundarias

VIGA EN LA DIRECCIÓN "X"				
Eje	Viga	Nivel o piso	h (m)	B (m)
1	Vp1 1 A-B	1 al 3	$\frac{5.97}{10} = 0.59 \sim 0.60$	$\frac{0.60}{2} = 0.30$
	Vp1 1 B-C	1 al 3	$\frac{3.65}{10} = 0.36 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 1 C-D	1 al 3	$\frac{3.85}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 1 D-E	1 al 3	$\frac{3.85}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 1 E-F	1 al 3	$\frac{5.35}{10} = 0.54 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 1 F-G	1 al 3	$\frac{3.75}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 1 G-H	1 al 3	$\frac{3.90}{10} = 0.39 \sim 0.40$	$\frac{0.38}{2} = 0.19 \sim 0.25$ (mínimo)
2	Vp1 2 A-B	1 al 3	$\frac{5.97}{10} = 0.59 \sim 0.60$	$\frac{0.60}{2} = 0.30$
	Vp1 2 B-C	1 al 3	$\frac{3.65}{10} = 0.36 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 2 C-D	1 al 3	$\frac{3.85}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 2 D-E	1 al 3	$\frac{3.85}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 2 E-F	1 al 3	$\frac{5.35}{10} = 0.54 \sim 0.60$	$\frac{0.60}{2} = 0.30$
	Vp1 2 F-G	1 al 3	$\frac{3.75}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 2 G-H	1 al 3	$\frac{3.90}{10} = 0.39 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
3	Vp1 3 B-C	1 al 3	$\frac{3.65}{10} = 0.36 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 3 C-D	1 al 3	$\frac{3.85}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 3 D-E	1 al 3	$\frac{3.85}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 3 E-F	1 al 3	$\frac{5.35}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 3 F-G	1 al 3	$\frac{3.75}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 3 G-H	1 al 3	$\frac{3.90}{10} = 0.39 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
4	Vp1 4 A-B	1 al 3	$\frac{5.97}{10} = 0.59 \sim 0.60$	$\frac{0.60}{2} = 0.30$
	Vp1 4 B-C	1 al 3	$\frac{3.65}{10} = 0.36 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 4 C-D	1 al 3	$\frac{3.85}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 4 D-E	1 al 3	$\frac{3.85}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 4 E-F	1 al 3	$\frac{5.35}{10} = 0.54 \sim 0.60$	$\frac{0.60}{2} = 0.30$
	Vp1 4 F-G	1 al 3	$\frac{3.75}{10} = 0.38 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)
	Vp1 4 G-H	1 al 3	$\frac{3.90}{10} = 0.39 \sim 0.40$	$\frac{0.40}{2} = 0.20 \sim 0.25$ (mínimo)

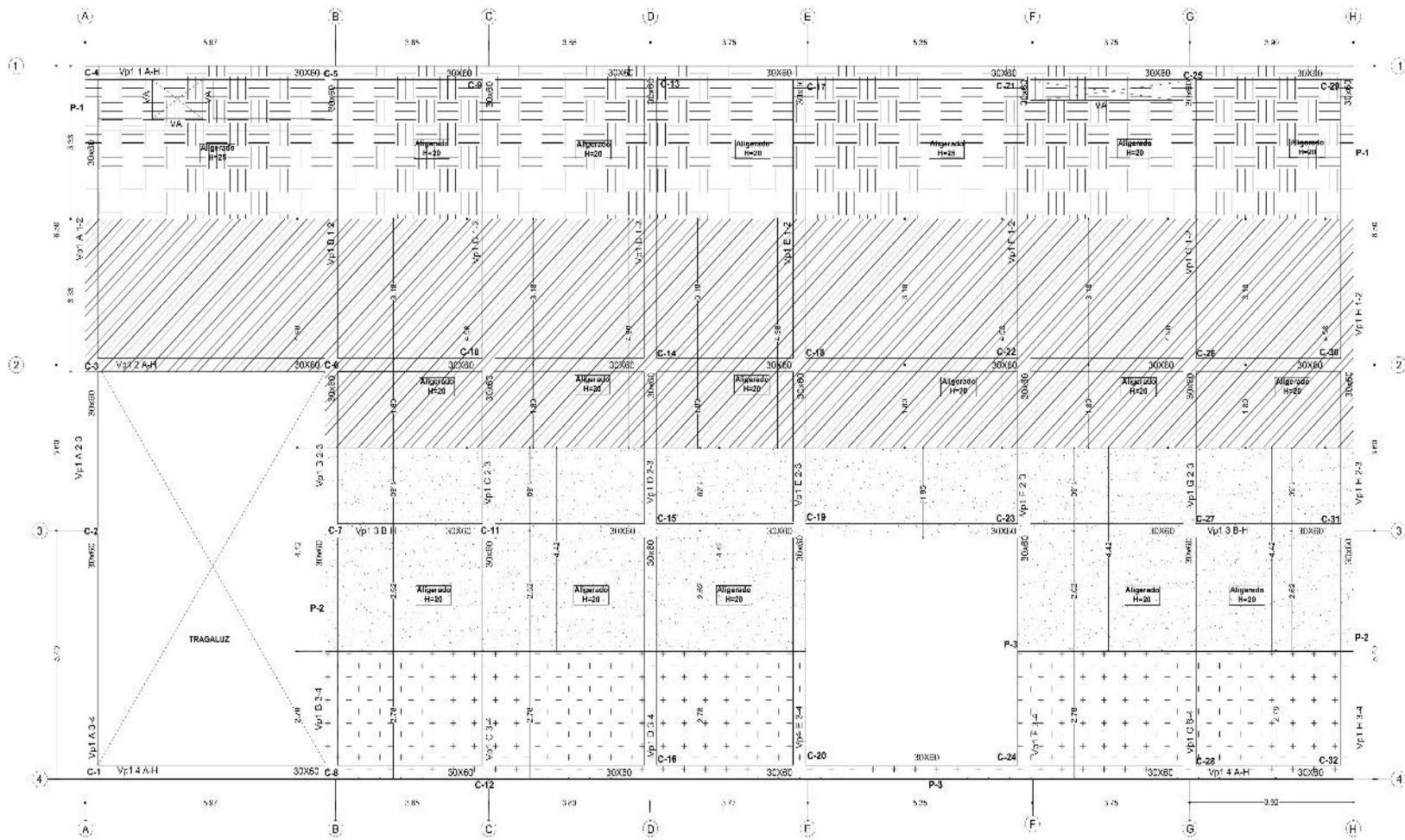
Se optará por un peralte de 0.60m y un ancho de 0.30 m

Se optará por un peralte de 0.60m y un ancho de 0.30 m

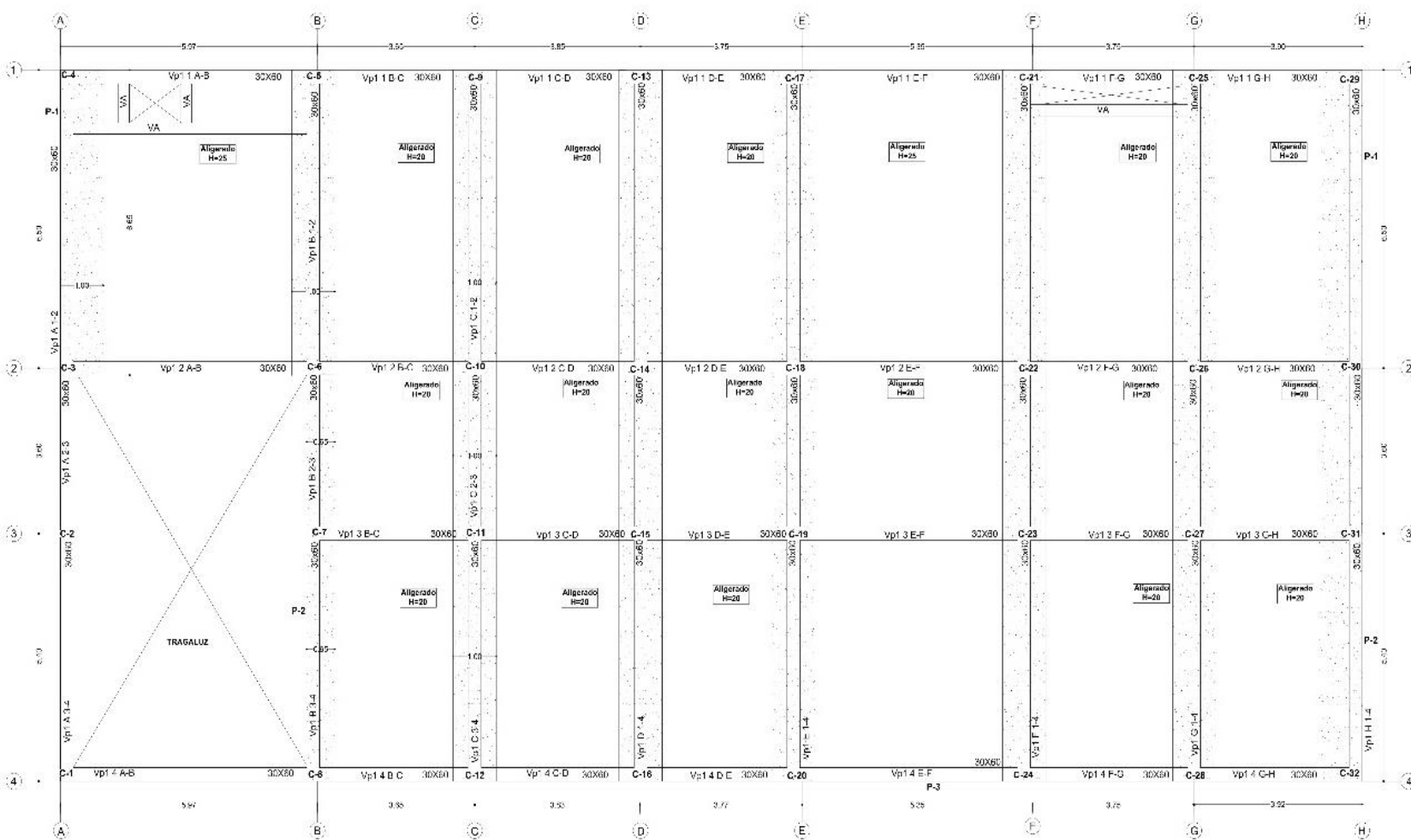
Se optará por un peralte de 0.60m y un ancho de 0.30 m

Se optará por un peralte de 0.60m y un ancho de 0.30 m

VIGAS EN LA DIRECCIÓN "Y"					
Eje	Viga	Nivel o piso	h (m)	B (m)	
A	Vp1 A 1-2	1 al 3	$\frac{6.50}{12} = 0.54 \sim \mathbf{0.55}$	$\frac{0.60}{2} = 0.27 \sim \mathbf{0.30}$	Se optará por un peralte de 0.55 m y un ancho de 0.30 m
	Vp1 A 2-3	1 al 3	$\frac{3.60}{12} = 0.30$	$\frac{0.30}{2} = 0.15 \sim 0.25$ (mínimo)	
	Vp1 A 3-4	1 al 3	$\frac{5.40}{12} = 0.45$	$\frac{0.45}{2} = 0.23 \sim 0.25$ (mínimo)	
B	Vp1 B 1-2	1 al 3	$\frac{6.50}{12} = 0.54 \sim \mathbf{0.55}$	$\frac{0.54}{2} = 0.27 \sim \mathbf{0.30}$	Se optará por un peralte de 0.55 m y un ancho de 0.30 m
	Vp1 B 2-3	1 al 3	$\frac{3.60}{12} = 0.30$	$\frac{0.30}{2} = 0.15 \sim 0.25$ (mínimo)	
	Vp1 B 3-4	1 al 3	$\frac{5.40}{12} = 0.45$	$\frac{0.45}{2} = 0.23 \sim 0.25$ (mínimo)	
C	Vp1 C 1-2	1 al 3	$\frac{6.50}{12} = 0.54 \sim \mathbf{0.55}$	$\frac{0.54}{2} = 0.27 \sim \mathbf{0.30}$	Se optará por un peralte de 0.55 m y un ancho de 0.30 m
	Vp1 C 2-3	1 al 3	$\frac{3.60}{12} = 0.30$	$\frac{0.30}{2} = 0.15 \sim 0.25$ (mínimo)	
	Vp1 C 3-4	1 al 3	$\frac{5.40}{12} = 0.45$	$\frac{0.45}{2} = 0.23 \sim 0.25$ (mínimo)	
D	Vp1 D 1-2	1 al 3	$\frac{6.50}{12} = 0.54 \sim \mathbf{0.55}$	$\frac{0.54}{2} = 0.27 \sim \mathbf{0.30}$	Se optará por un peralte de 0.55 m y un ancho de 0.30 m
	Vp1 D 2-3	1 al 3	$\frac{3.60}{12} = 0.30$	$\frac{0.30}{2} = 0.15 \sim 0.25$ (mínimo)	
	Vp1 D 3-4	1 al 3	$\frac{5.40}{12} = 0.45$	$\frac{0.45}{2} = 0.23 \sim 0.25$ (mínimo)	
E	Vp1 E 1-2	1 al 3	$\frac{6.50}{12} = 0.54 \sim \mathbf{0.55}$	$\frac{0.54}{2} = 0.27 \sim \mathbf{0.30}$	Se optará por un peralte de 0.55 m y un ancho de 0.30 m
	Vp1 E 2-3	1 al 3	$\frac{3.60}{12} = 0.30$	$\frac{0.30}{2} = 0.15 \sim 0.25$ (mínimo)	
	Vp1 E 3-4	1 al 3	$\frac{5.40}{12} = 0.45$	$\frac{0.45}{2} = 0.23 \sim 0.25$ (mínimo)	
F	Vp1 F 1-2	1 al 3	$\frac{6.50}{12} = 0.54 \sim \mathbf{0.55}$	$\frac{0.54}{2} = 0.27 \sim \mathbf{0.30}$	Se optará por un peralte de 0.55 m y un ancho de 0.30 m
	Vp1 F 2-3	1 al 3	$\frac{3.60}{12} = 0.30$	$\frac{0.30}{2} = 0.15 \sim 0.25$ (mínimo)	
	Vp1 F 3-4	1 al 3	$\frac{5.40}{12} = 0.45$	$\frac{0.45}{2} = 0.23 \sim 0.25$ (mínimo)	
G	Vp1 G 1-2	1 al 3	$\frac{6.50}{12} = 0.54 \sim \mathbf{0.55}$	$\frac{0.54}{2} = 0.27 \sim \mathbf{0.30}$	Se optará por un peralte de 0.55 m y un ancho de 0.30 m
	Vp1 G 2-3	1 al 3	$\frac{3.60}{12} = 0.30$	$\frac{0.30}{2} = 0.15 \sim 0.25$ (mínimo)	
	Vp1 G 3-4	1 al 3	$\frac{5.40}{12} = 0.45$	$\frac{0.45}{2} = 0.23 \sim 0.25$ (mínimo)	
H	Vp1 H 1-2	1 al 3	$\frac{6.50}{12} = 0.54 \sim \mathbf{0.60}$	$\frac{0.54}{2} = 0.27 \sim \mathbf{0.30}$	Se optará por un peralte de 0.55 m y un ancho de 0.30 m
	Vp1 H 2-3	1 al 3	$\frac{3.60}{12} = 0.30$	$\frac{0.30}{2} = 0.15 \sim 0.25$ (mínimo)	
	Vp1 H 3-4	1 al 3	$\frac{5.40}{12} = 0.45$	$\frac{0.45}{2} = 0.23 \sim 0.25$ (mínimo)	



Area influencia vigas principales 1°NIVEL



Area influencia vigas secundarias 1º NIVEL

Anexo 09:
Predimensionamiento de columnas

Columna Esquina (C-1 A) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "A"						
Área	7.18			1	350	2513
VIGAS - X	2.71	0.3	0.6	1	2400	1170.72
VIGAS - Y	3.33	0.3	0.6	1	2400	1438.56
ACABADOS	3.01	3.33		1	120	1202.80
TABIQUERÍA	3.01	3.33		1	180	1804.19
COLUMNA	0.25	0.2	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	3.01	3.33		1	300	3006.99
					NIVEL 1	11448.26
					NIVEL 2	24402.015
B*d=	$1.5*PG =$	<u>53775.4125</u>	1280.37	(30x40)	Carga Vertical	35850.275
	$0.2*f'c$	42				
Columna Lateral (C-1 A) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "A"						
Área	7.18			1	350	2513
VIGAS - X	2.71	0.3	0.6	1	2400	1170.72
VIGAS - Y	3.33	0.3	0.6	1	2400	1438.56
ACABADOS	3.01	3.33		1	120	1202.80
TABIQUERÍA	3.01	3.33		1	180	1804.19
COLUMNA	0.25	0.15	2.6	1	2400	234.00
SOBRECARGA	3.01	3.33		1	300	3006.99
					NIVEL 2	11370.26
					NIVEL 3	13031.755
B*d=	$1.5*PG =$	<u>36603.02</u>	871.50	(25X20)	Carga Vertical	24402.015
	$0.2*f'c$	42				
Columna Lateral (C-1 A) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "A"						
Área	8.3			1	350	2905
VIGAS - X	2.71	0.3	0.6	1	2400	1170.72
VIGAS - Y	3.33	0.3	0.6	1	2400	1438.56
ACABADOS	3.01	3.33		1	120	1202.80
TABIQUERÍA	3.01	3.33		1	180	1804.19
SOBRECARGA	3.01	3.33		1	300	3006.99
AZOTEA	3.01	3.33		1	150	1503.50
					NIVEL 3	13031.755
B*d=	$1.5*PG =$	<u>19547.63</u>	465.42	(25X15)	Carga Vertical	13031.755
	$0.2*f'c$	42				

Columna Lateral (C-1 B) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C"						
Área	9			1	350	3150
	4.41			1	300	1323
VIGAS - X	4.74	0.3	0.6	1	2400	2047.68
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.74	3.33		1	120	1894.10
TABICUERÍA	4.74	3.33		1	180	2841.16
COLUMNAS	0.3	0.3	2.6	1	2400	561.60
SOBRECARGA	4.74	3.33		1	300	4735.26
					NIVEL 1	17861.76
					NIVEL 2	39647.58
B*d=	$1.25*PG =$	<u>71886.675</u>	1356.35	(30X40)	Carga Vertical	57509.34
	$0.25*f'c$	53				
Columna Lateral (C-1 B) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C"						
Área	9			1	350	3150
	4.41			1	300	1323
VIGAS - X	4.74	0.3	0.6	1	2400	2047.68
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.74	3.33		1	120	1894.10
TABICUERÍA	4.74	3.33		1	180	2841.16
COLUMNA	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	4.74	3.33		1	300	4735.26
AZOTEA	4.74	3.33		1	150	2367.63
					NIVEL 2	19979.79
					NIVEL 3	19667.79
B*d=	$1.25*PG =$	<u>49559.48</u>	943.99	(30X30)	Carga Vertical	39647.58
	$0.25*f'c$	53				
Columna Lateral (C-1 B) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C"						
Área	9			1	350	3150
	4.41			1	300	1323
VIGAS - X	4.74	0.3	0.6	1	2400	2047.68
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.74	3.33		1	120	1894.10
TABICUERÍA	4.74	3.33		1	180	2841.16
SOBRECARGA	4.74	3.33		1	300	4735.26
AZOTEA	4.74	3.33		1	150	2367.63
					NIVEL 3	19667.79
B*d=	$1.25*PG =$	<u>24584.74</u>	468.28	(25X20)	Carga Vertical	19667.79
	$0.25*f'c$	53				

Columna Lateral (C-1 B) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C"						
Área	9			1	350	3150
	4.41			1	300	1323
VIGAS - X	4.74	0.3	0.6	1	2400	2047.68
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.74	3.33		1	120	1894.10
TABICUERÍA	4.74	3.33		1	180	2841.16
COLUMNAS	0.3	0.3	2.6	1	2400	561.60
SOBRECARGA	4.74	3.33		1	300	4735.26
					NIVEL 1	17861.76
					NIVEL 2	39647.58
B*d=	$1.25*PG =$	71886.675	1356.35	(30X40)	Carga Vertical	57509.34
	$0.25*f'c$	53				
Columna Lateral (C-1 B) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C"						
Área	9			1	350	3150
	4.41			1	300	1323
VIGAS - X	4.74	0.3	0.6	1	2400	2047.68
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.74	3.33		1	120	1894.10
TABICUERÍA	4.74	3.33		1	180	2841.16
COLUMNA	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	4.74	3.33		1	300	4735.26
AZOTEA	4.74	3.33		1	150	2367.63
					NIVEL 2	19979.79
					NIVEL 3	19667.79
B*d=	$1.25*PG =$	49559.48	943.99	(30X30)	Carga Vertical	39647.58
	$0.25*f'c$	53				
Columna Lateral (C-1 B) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C"						
Área	9			1	350	3150
	4.41			1	300	1323
VIGAS - X	4.74	0.3	0.6	1	2400	2047.68
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.74	3.33		1	120	1894.10
TABICUERÍA	4.74	3.33		1	180	2841.16
SOBRECARGA	4.74	3.33		1	300	4735.26
AZOTEA	4.74	3.33		1	150	2367.63
					NIVEL 3	19667.79
B*d=	$1.25*PG =$	24584.74	468.28	(25X20)	Carga Vertical	19667.79
	$0.25*f'c$	53				

Columna Lateral (C-1 C) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "J"						
Área	10.59			1	300	3177
VIGAS - X	3.80	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	3.80	3.33		1	120	1518.48
TABICUERÍA	3.80	3.33		1	180	2277.72
COLUMNAS	0.3	0.25	2.6	1	2400	468.00
SOBRECARGA	3.8	3.33		1	300	3796.20
					NIVEL 1	14187.96
					NIVEL 2	29572.02
B*d=	1.25*PG =	54699.975	1032.08	(30X30)	Carga Vertical	43759.98
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-1 C) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "J"						
Área	10.59			1	300	3177
VIGAS - X	3.8	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	3.8	3.33		1	120	1518.48
TABICUERÍA	3.8	3.33		1	180	2277.72
COLUMNA	0.25	0.15	2.6	1	2400	234.00
SOBRECARGA	3.8	3.33		1	300	3796.20
					NIVEL 2	13953.96
					NIVEL 3	15618.06
B*d=	1.25*PG =	36965.03	704.10	(30X25)	Carga Vertical	29572.02
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-1 C) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "J"						
Área	10.59			1	300	3177
VIGAS - X	3.80	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	3.80	3.33		1	120	1518.48
TABICUERÍA	3.80	3.33		1	180	2277.72
SOBRECARGA	3.80	3.33		1	300	3796.20
AZOTEA	3.80	3.33		1	150	1898.10
					NIVEL 3	15618.06
B*d=	1.25*PG =	19522.58	371.86	(25X15)	Carga Vertical	15618.06
	0.25*f'c	53				

Columna Lateral (C-1 D) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "K"						
Área	10.28			1	300	3084
VIGAS - X	3.70	0.3	0.6	1	2400	1598.4
VIGAS - Y	3.025	0.3	0.6	1	2400	1306.8
ACABADOS	3.70	3.33		1	120	1478.52
TABICUERÍA	3.70	3.33		1	180	2217.78
COLUMNAS	0.30	0.25	2.6	1	2400	468.00
SOBRECARGA	3.70	3.33		1	300	3696.30
					NIVEL 1	13849.8
					NIVEL 2	28850.07
B*d=	1.25*PG =	53374.8375	1007.07	(30X30)	Carga Vertical	42699.87
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-1 D) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "K"						
Área	10.28			1	300	3084
VIGAS - X	3.70	0.3	0.6	1	2400	1598.4
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	3.70	3.33		1	120	1478.52
TABICUERÍA	3.70	3.33		1	180	2217.78
COLUMNA	0.25	0.15	2.6	1	2400	234.00
SOBRECARGA	3.7	3.33		1	300	3696.30
					NIVEL 2	13617.96
					NIVEL 3	15232.11
B*d=	1.25*PG =	36062.59	686.91	(30X25)	Carga Vertical	28850.07
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-1 D) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "K"						
Área	10.28			1	300	3084
VIGAS - X	3.70	0.3	0.6	1	2400	1598.4
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	3.70	3.33		1	120	1478.52
TABICUERÍA	3.70	3.33		1	180	2217.78
SOBRECARGA	3.70	3.33		1	300	3696.30
AZOTEA	3.70	3.33		1	150	1848.15
					NIVEL 3	15232.11
B*d=	1.25*PG =	19040.14	362.67	(25X15)	Carga Vertical	15232.11
	0.25*f'c	53				

Columna Lateral (C-1 E) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "N"						
Área	7.15			1	350	2502.5
Área	5.4			1	300	1620
VIGAS - X	4.45	0.3	0.6	1	2400	1922.4
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.45	3.33		1	120	1778.22
TABICUERÍA	4.45	3.33		1	180	2667.33
COLUMNAS	0.30	0.25	2.6	1	2400	468.00
SOBRECARGA	4.45	3.33		1	300	4445.55
					NIVEL 1	16712.96
					NIVEL 2	35024.695
B*d=	$1.25*PG =$	<u>64672.0688</u>	1220.23	(30X40)	Carga Vertical	51737.655
	$0.25*f'c$	53				
Columna Lateral (C-1 E) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "N"						
Área	7.15			1	350	2502.5
Área	5.4			1	300	1620
VIGAS - X	4.45	0.3	0.6	1	2400	1922.4
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.45	3.33		1	120	1778.22
TABICUERÍA	4.45	3.33		1	180	2667.33
COLUMNA	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	4.45	3.33		1	300	4445.55
					NIVEL 2	16556.96
					NIVEL 3	18467.735
B*d=	$1.25*PG =$	<u>43780.87</u>	833.92	(30X25)	Carga Vertical	35024.695
	$0.25*f'c$	53				
Columna Lateral (C-1 E) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "N"						
Área	7.15			1	350	2502.5
Área	5.4			1	300	1620
VIGAS - X	4.45	0.3	0.6	1	2400	1922.4
VIGAS - Y	<u>3.03</u>	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.45	3.33		1	120	1778.22
TABICUERÍA	4.45	3.33		1	180	2667.33
SOBRECARGA	4.45	3.33		1	300	4445.55
AZOTEA	4.45	3.33		1	150	2222.78
					NIVEL 3	18467.735
B*d=	$1.25*PG =$	<u>23084.67</u>	439.71	(25X20)	Carga Vertical	18467.735
	$0.25*f'c$	53				

Columna Lateral (C-1 F) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "T"						
Área	4.77			1	300	1431
Área	8.39			1	350	2936.5
VIGAS - X	4.65	0.3	0.6	1	2400	2008.8
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.65	3.33		1	120	1858.14
TABICUERÍA	4.65	3.33		1	180	2787.21
COLUMNAS	0.30	0.3	2.6	1	2400	561.60
SOBRECARGA	4.65	3.33		1	300	4645.35
					NIVEL 1	17537.56
					NIVEL 2	36167.095
B*d=	1.25*PG =	67130.8188	1266.62	(30X40)	Carga Vertical	53704.655
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-1 F) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "T"						
Área	4.77			1	300	1431
Área	8.39			1	350	2936.5
VIGAS - X	4.65	0.3	0.6	1	2400	2008.8
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.65	3.33		1	120	1858.14
TABICUERÍA	4.65	3.33		1	180	2787.21
COLUMNA	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	4.65	3.33		1	300	4645.35
					NIVEL 2	17287.96
					NIVEL 3	18879.135
B*d=	1.25*PG =	45208.87	861.12	(30X30)	Carga Vertical	36167.095
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-1 F) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "T"						
Área	4.77			1	300	1431
Área	8.39			1	300	2517
VIGAS - X	4.65	0.3	0.6	1	2400	2008.8
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	4.65	3.33		1	120	1858.14
TABICUERÍA	4.65	3.33		1	180	2787.21
SOBRECARGA	4.65	3.33		1	300	4645.35
AZOTEA	4.65	3.33		1	150	2322.68
					NIVEL 3	18879.135
B*d=	1.25*PG =	23598.92	449.50	(25X20)	Carga Vertical	18879.135
	0.25*f'c	53				

Columna Lateral (C-1 G) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "U"						
Área	10.74			1	300	3222
VIGAS - X	3.85	0.3	0.6	1	2400	1663.2
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	3.85	3.33		1	120	1538.46
TABICUERÍA	3.85	3.33		1	180	2307.69
COLUMNAS	0.30	0.25	2.6	1	2400	468.00
SOBRECARGA	3.85	3.33		1	300	3846.15
					NIVEL 1	14354.46
					NIVEL 2	30133.195
B*d=	1.25*PG =	55609.5688	1049.24	(30X35)	Carga Vertical	44487.655
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-1 G) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "U"						
Área	10.74			1	300	3222
VIGAS - X	3.85	0.3	0.6	1	2400	1663.2
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	3.85	3.33		1	120	1538.46
TABICUERÍA	3.85	3.33		1	180	2307.69
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	3.85	3.33		1	300	3846.15
					NIVEL 2	14073.66
					NIVEL 3	16059.535
B*d=	1.25*PG =	37666.49	717.46	(30X25)	Carga Vertical	30133.195
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-1 G) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "U"						
Área	5			1	350	1750
Área	5.74			1	300	1722
VIGAS - X	3.85	0.3	0.6	1	2400	1663.2
VIGAS - Y	3.03	0.3	0.6	1	2400	1308.96
ACABADOS	3.85	3.33		1	120	1538.46
TABICUERÍA	3.85	3.33		1	180	2307.69
SOBRECARGA	3.85	3.33		1	300	3846.15
AZOTEA	3.85	3.33		1	150	1923.08
					NIVEL 3	16059.535
B*d=	1.25*PG =	20074.42	382.37	(15X20)	Carga Vertical	16059.535
	0.25*f'c	53				

Columna Esquina (C-1 H) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Z"						
Área	5.22			1	300	1566
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	3.33	0.3	0.6	1	2400	1438.56
ACABADOS	2.03	3.33		1	120	811.19
TABIQUERÍA	2.03	3.33		1	180	1216.78
COLUMNAS	0.20	0.25	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	2.03	3.33		1	300	2027.97
					NIVEL 1	8119.86
					NIVEL 2	17077.905
B*d=	$1.5*PG =$	<u>37796.65</u>	899.92	(30X25)	Carga Vertical	25197.765
	$0.2*f'c$	42				
Columna Lateral (C-1 H) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Z"						
Área	5.22			1	300	1566
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	3.33	0.3	0.6	1	2400	1438.56
ACABADOS	2.03	3.33		1	120	811.19
TABIQUERÍA	2.03	3.33		1	180	1216.78
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	2.03	3.33		1	300	2027.97
					NIVEL 2	7995.06
					NIVEL 3	9082.845
B*d=	$1.5*PG =$	<u>25616.86</u>	609.93	(20X25)	Carga Vertical	17077.905
	$0.2*f'c$	42				
Columna Lateral (C-1 H) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Z"						
Área	5.22			1	350	1827
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	3.33	0.3	0.6	1	2400	1438.56
ACABADOS	2.03	3.33		1	120	811.19
TABIQUERÍA	2.03	3.33		1	180	1216.78
SOBRECARGA	2.03	3.33		1	300	2027.97
AZOTEA	2.03	3.33		1	150	1013.99
					NIVEL 3	9082.845
B*d=	$1.5*PG =$	<u>13624.27</u>	324.39	(15X20)	Carga Vertical	9082.845
	$0.2*f'c$	42				

Columna Lateral (C-2 A) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "B"						
Área	8.20			1	350	2870
VIGAS - X	2.71	0.3	0.6	1	2400	1170.72
VIGAS - Y	6.63	0.3	0.6	1	2400	2864.16
ACABADOS	3.33	3.00		1	120	1198.80
TABIQUERÍA	3.33	3.00		1	180	1798.20
COLUMNAS	0.25	0.25	2.6	1	2400	390.00
SOBRECARGA	3.33	3.00		1	300	2997.00
					NIVEL 1	13288.88
					NIVEL 2	27073.46
B*d=	1.25*PG =	50452.93	951.94	(30X30)	Carga Vertical	40362.34
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-2 A) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "B"						
Área	8.2			1	300	2460
VIGAS - X	2.71	0.3	0.6	1	2400	1170.72
VIGAS - Y	6.63	0.3	0.6	1	2400	2864.16
ACABADOS	3.33	3		1	120	1198.80
TABIQUERÍA	3.33	3		1	180	1798.20
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	3.33	3		1	300	2997.00
					NIVEL 2	12676.08
					NIVEL 3	14397.38
B*d=	1.25*PG =	33841.83	644.61	(25X25)	Carga Vertical	27073.46
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-2 A) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "B"						
Área	8.2			1	350	2870
VIGAS - X	2.71	0.3	0.6	1	2400	1170.72
VIGAS - Y	6.63	0.3	0.6	1	2400	2864.16
ACABADOS	3.33	3		1	120	1198.80
TABIQUERÍA	3.33	3		1	180	1798.20
SOBRECARGA	3.33	3		1	300	2997.00
AZOTEA	3.33	3		1	150	1498.50
					NIVEL 3	14397.38
B*d=	1.25*PG =	17996.73	342.79	(15X20)	Carga Vertical	14397.38
	0.25*f'c	53				

Columna central (C-2 B) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "D"						
Área	7.26			1	300	2178
Área	9.01			1	350	3153.5
VIGAS - X	4.44	0.3	0.6	1	2400	1918.08
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	19.09			1	120	2290.80
TABICUERÍA	19.09			1	180	3436.20
COLUMNAS	0.30	0.25	2.6	1	2400	468.00
SOBRECARGA	3.34			1	400	1336.00
	15.75			1	300	4725.00
					NIVEL 1	21652.62
					NIVEL 2	42676.24
B*d=	$1.1*PG =$	70761.75	1123.20	(30X40)	Carga Vertical	64328.86
	$0.3*f'c$	63				
Columna Central (C-2 B) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "D"						
Área	7.26			1	300	2178
Área	9.01			1	350	3153.5
VIGAS - X	4.44	0.3	0.6	1	2400	1918.08
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	19.09			1	120	2290.80
TABICUERÍA	19.09			1	180	3436.20
COLUMNA	0.25	0.15	2.6	1	2400	234.00
SOBRECARGA	3.34			1	400	1336.00
	15.75			1	300	4725.00
					NIVEL 2	21418.62
					NIVEL 3	21257.62
B*d=	$1.1*PG =$	46943.86	745.14	(30x25)	Carga Vertical	42676.24
	$0.3*f'c$	63				
Columna Central (C-2 B) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "D"						
Área	7.26			1	350	2541
Área	9.01					
VIGAS - X	4.44	0.3	0.6	1	2400	1918.08
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	19.09			1	120	2290.80
TABICUERÍA	19.09			1	180	3436.20
SOBRECARGA	3.34			1	400	1336.00
	15.75			1	300	4725.00
AZOTEA	19.09			1	150	2863.50
					NIVEL 3	21257.62
B*d=	$1.1*PG =$	23383.38	371.16	(25X15)	Carga Vertical	21257.62
	$0.3*f'c$	63				

Columna central (C-2 C) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "I"						
Área	16.38			1	300	4914
VIGAS - X	3.50	0.3	0.6	1	2400	1512
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	18.91			1	120	2269.20
TABIQUERÍA	18.91			1	180	3403.80
COLUMNAS	0.35	0.20	2.6	1	2400	436.80
SOBRECARGA	12.64			1	300	3792.00
	6.28			1	400	2512.00
					NIVEL 1	20986.84
					NIVEL 2	44186.18
B*d=	$1.1*PG =$	71690.32	1137.94	(30X30)	Carga Vertical	65173.02
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-2 C) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "I"						
Área	16.38			1	300	4914
VIGAS - X	3.50	0.3	0.6	1	2400	1512
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	18.91			1	120	2269.20
TABIQUERÍA	18.91			1	180	3403.80
COLUMNA	0.2	0.20	2.6	1	2400	249.60
SOBRECARGA	12.64			1	300	3792.00
	6.28			1	400	2512.00
					NIVEL 2	20799.64
					NIVEL 3	23386.54
B*d=	$1.1*PG =$	48604.80	771.50	(35x20)	Carga Vertical	44186.18
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-2 C) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "I"						
Área	16.38			1	300	4914
VIGAS - X	3.50	0.3	0.6	1	2400	1512
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	18.91			1	120	2269.20
TABIQUERÍA	18.91			1	180	3403.80
SOBRECARGA	12.64			1	300	3792.00
	6.28			1	400	2512.00
AZOTEA	18.91			1	150	2836.50
					NIVEL 3	23386.54
B*d=	$1.1*PG =$	25725.19	408.34	(20X20)	Carga Vertical	23386.54
	$0.3*f'c$	63				

Columna central (C-2 D) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "L"						
Área	15.91			1	300	4773
VIGAS - X	3.40	0.3	0.6	1	2400	1468.8
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	18.41			1	120	2209.20
TABICUERÍA	18.41			1	180	3313.80
COLUMNAS	0.20	0.35	2.6	1	2400	436.80
SOBRECARGA	12.30			1	300	3690.00
	6.11			1	400	2444.00
					NIVEL 1	20482.64
					NIVEL 2	43102.78
B*d=	$1.1*PG =$	69943.96	1110.22	(30X30)	Carga Vertical	63585.42
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-2 D) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "L"						
Área	15.91			1	300	4773
VIGAS - X	3.40	0.3	0.6	1	2400	1468.8
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	18.41			1	120	2209.20
TABICUERÍA	18.41			1	180	3313.80
COLUMNA	0.2	0.20	2.6	1	2400	249.60
SOBRECARGA	12.30			1	300	3690.00
	6.11			1	400	2444.00
					NIVEL 2	20295.44
					NIVEL 3	22807.34
B*d=	$1.1*PG =$	47413.06	752.59	(20X35)	Carga Vertical	43102.78
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-2 D) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "L"						
Área	15.91			1	300	4773
VIGAS - X	3.40	0.3	0.6	1	2400	1468.8
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	18.41			1	120	2209.20
TABICUERÍA	18.41			1	180	3313.80
SOBRECARGA	12.30			1	300	3690.00
	6.11			1	400	2444.00
AZOTEA	18.41			1	150	2761.50
					NIVEL 3	22807.34
B*d=	$1.1*PG =$	25088.07	398.22	(20X20)	Carga Vertical	22807.34
	$0.3*f'c$	63				

Columna central (C-2 E) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Ñ"						
Área	11.78			1	300	3534
Área	7.64			1	350	2674
VIGAS - X	4.15	0.3	0.6	1	2400	1792.8
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	22.14			1	120	2656.80
TABIQUERÍA	22.14			1	180	3985.20
COLUMNAS	0.30	0.30	2.6	1	2400	561.60
SOBRECARGA	14.80			1	300	4440.00
	7.34			1	400	2936.00
					NIVEL 1	24727.44
					NIVEL 2	48637.18
B*d=	1.1*PG =	80701.08	1280.97	(30X40)	Carga Vertical	73364.62
	0.3*f'c	63				
Columna central (C-2 E) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Ñ"						
Área	11.78			1	300	3534
Área	7.64			1	350	2674
VIGAS - X	4.15	0.3	0.6	1	2400	1792.8
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	22.14			1	120	2656.80
TABIQUERÍA	22.14			1	180	3985.20
COLUMNA	0.2	0.25	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	14.80			1	300	4440.00
	7.34			1	400	2936.00
					NIVEL 2	20943.84
					NIVEL 3	27693.34
B*d=	1.1*PG =	53500.90	849.22	(30X30)	Carga Vertical	48637.18
	0.3*f'c	63				
Columna Central (C-2 E) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Ñ"						
Área	7.65			1	300	2295
Área	11.77			1	350	4119.5
VIGAS - X	4.15	0.3	0.6	1	2400	1792.8
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	22.14			1	120	2656.80
TABIQUERÍA	22.14			1	180	3985.20
SOBRECARGA	14.80			1	300	4440.00
	7.34			1	400	2936.00
AZOTEA	22.14			1	150	3321.00
					NIVEL 3	27693.34
B*d=	1.1*PG =	30462.67	483.53	(20X25)	Carga Vertical	27693.34
	0.3*f'c	63				

Columna central (C-2 F) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "S"						
Área	8.54			1	300	2562
Área	11.82			1	350	4137
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	23.14			1	120	2776.80
TABIQUERÍA	23.14			1	180	4165.20
COLUMNAS	0.30	0.40	2.6	1	2400	748.80
SOBRECARGA	15.50			1	300	4650.00
	7.64			1	400	3056.00
					NIVEL 1	26122.04
					NIVEL 2	54529.48
B*d=	$1.1*PG =$	<u>88716.67</u>	1408.20	(30X40)	Carga Vertical	80651.52
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-2 F) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "S"						
Área	8.54			1	300	2562
Área	11.82			1	350	4137
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	23.14			1	120	2776.80
TABIQUERÍA	23.14			1	180	4165.20
COLUMNA	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	15.50			1	300	4650.00
	7.64			1	400	3056.00
					NIVEL 2	25685.24
					NIVEL 3	28844.24
B*d=	$1.1*PG =$	<u>59982.43</u>	952.10	(30X30)	Carga Vertical	54529.48
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-2 F) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "S"						
Área	8.54			1	300	2562
Área	11.82			1	350	4137
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	23.14			1	120	2776.80
TABIQUERÍA	23.14			1	180	4165.20
SOBRECARGA	15.50			1	300	4650.00
	7.64			1	400	3056.00
AZOTEA	23.14			1	150	3471.00
					NIVEL 3	28844.24
B*d=	$1.1*PG =$	<u>31728.66</u>	503.63	(25X20)	Carga Vertical	28844.24
	$0.3*f'c$	63				

Columna Central (C-2 G) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "V"						
Área	16.61			1	300	4983
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	19.16			1	120	2299.20
TABIQUERÍA	19.16			1	180	3448.80
COLUMNAS	0.30	0.40	2.6	1	2400	748.80
SOBRECARGA	19.16			1	300	5748.00
					NIVEL 1	20908.44
					NIVEL 2	43505.28
B*d=	1.1*PG =	70855.09	1124.68	(30X30)	Carga Vertical	64413.72
	0.3*f'c	63				
Columna Central (C-2 G) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "V"						
Área	16.61			1	300	4983
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	19.16			1	120	2299.20
TABIQUERÍA	19.16			1	180	3448.80
COLUMNA	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	19.16			1	300	5748.00
					NIVEL 2	20471.64
					NIVEL 3	23033.64
B*d=	1.1*PG =	47855.81	911.54	(30X40)	Carga Vertical	43505.28
	0.3*f'c	53				
Columna Central (C-2 G) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "V"						
Área	16.61			1	300	4983
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	19.16			1	120	2299.20
TABIQUERÍA	19.16			1	180	3448.80
SOBRECARGA	19.16			1	300	5748.00
AZOTEA	19.16			1	150	2874.00
					NIVEL 3	23033.64
B*d=	1.1*PG =	28792.05	548.42	(25X20)	Carga Vertical	23033.64
	0.3*f'c	53				

Columna Lateral (C-2 H) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "A "						
Área	8.10			1	300	2430
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	10.08			1	120	1209.60
TABICUERÍA	10.08			1	180	1814.40
COLUMNAS	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	10.08			1	300	3024.00
					NIVEL 1	11684.4
					NIVEL 2	24750.5
B*d=	1.25*PG =	45543.63	859.31	(30X30)	Carga Vertical	36434.9
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-2 H) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "A "						
Área	8.10			1	300	2430
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	10.08			1	120	1209.60
TABICUERÍA	10.08			1	180	1814.40
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	10.08			1	300	3024.00
					NIVEL 2	11559.6
					NIVEL 3	13190.9
B*d=	1.25*PG =	30938.13	589.30	(25X20)	Carga Vertical	24750.5
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-2 H) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA " A' "						
Área	1.97			1	300	591
	6.13			1	350	2145.5
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.97	0.3	0.6	1	2400	2147.04
ACABADOS	10.08			1	120	1209.60
TABICUERÍA	10.08			1	180	1814.40
SOBRECARGA	10.08			1	300	3024.00
AZOTEA	10.08			1	150	1512.00
					NIVEL 3	13190.9
B*d=	1.25*PG =	16488.63	314.07	(15X20)	Carga Vertical	13190.9
	0.25*f'c	53				

Columna Lateral (C-3 A) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
VIGAS - X						0
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	1.33			1	120	159.60
TABICUERÍA	1.33			1	180	239.40
COLUMNAS	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	1.33			1	300	399.00
					NIVEL 1	2898.96
					NIVEL 2	5810.22
B*d=	1.25*PG =	10886.48	205.41	(15X20)	Carga Vertical	8709.18
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-3 A) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
VIGAS - X						0
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	1.33			1	120	159.60
TABICUERÍA	1.33			1	180	239.40
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	1.33			1	300	399.00
					NIVEL 2	2898.96
					NIVEL 3	2911.26
B*d=	1.25*PG =	7262.78	138.34	(15X20)	Carga Vertical	5810.22
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-3 A) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
VIGAS - X						0
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	1.33			1	120	159.60
TABICUERÍA	1.33			1	180	239.40
SOBRECARGA	1.33			1	300	399.00
AZOTEA	1.33			1	150	199.50
					NIVEL 3	2911.26
B*d=	1.25*PG =	3639.08	69.32	(15X20)	Carga Vertical	2911.26
	0.25*f'c	53				

Columna Lateral (C-3 B) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "E"						
Área	7.15			1	300	2145
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	8.97			1	120	1076.40
TABICUERÍA	8.97			1	180	1614.60
COLUMNAS	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	3.35			1	400	1340.00
	5.62			1	300	1686.00
					NIVEL 1	10835.12
					NIVEL 2	22578.94
B*d=	$1.25*PG =$	41767.58	788.07	(30X25)	Carga Vertical	33414.06
	$0.25*f'c$	53				
Columna Lateral (C-3 B) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "E "						
Área	7.15			1	300	2145
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	8.97			1	120	1076.40
TABICUERÍA	8.97			1	180	1614.60
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	3.35			1	400	1340.00
	5.62			1	300	1686.00
					NIVEL 2	10710.32
					NIVEL 3	11868.62
B*d=	$1.25*PG =$	28223.68	537.59	(25X20)	Carga Vertical	22578.94
	$0.25*f'c$	53				
Columna Lateral (C-3 B) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "E "						
Área	7.15			1	300	2145
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	8.97			1	120	1076.40
TABICUERÍA	8.97			1	180	1614.60
SOBRECARGA	3.35			1	400	1340.00
	5.62			1	300	1686.00
AZOTEA	8.97			1	150	1345.50
					NIVEL 3	11868.62
B*d=	$1.25*PG =$	14835.78	282.59	(15X20)	Carga Vertical	11868.62
	$0.25*f'c$	53				

Columna central (C-3 C) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "H"						
Área	14.46			1	300	4338
VIGAS - X	3.50	0.3	0.6	1	2400	1512
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	16.82			1	120	2018.40
TABICUERÍA	16.82			1	180	3027.60
COLUMNAS	0.25	0.25	2.6	1	2400	390.00
SOBRECARGA	6.28			1	400	2512.00
	10.54			1	300	3162.00
					NIVEL 1	18873.76
					NIVEL 2	39802.52
B*d=	$1.1*PG =$	64543.91	1024.51	(30X30)	Carga Vertical	58676.28
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-3 C) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "H"						
Área	14.46			1	300	4338
VIGAS - X	3.50	0.3	0.6	1	2400	1512
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	16.82			1	120	2018.40
TABICUERÍA	16.82			1	180	3027.60
COLUMNA	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	6.28			1	400	2512.00
	10.54			1	300	3162.00
					NIVEL 2	18795.76
					NIVEL 3	21006.76
B*d=	$1.1*PG =$	43782.77	694.96	(25X25)	Carga Vertical	39802.52
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-3 C) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "H "						
Área	14.46			1	300	4338
VIGAS - X	3.50	0.3	0.6	1	2400	1512
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	16.82			1	120	2018.40
TABICUERÍA	16.82			1	180	3027.60
SOBRECARGA	6.28			1	400	2512.00
	10.54			1	300	3162.00
AZOTEA	16.82			1	150	2523.00
					NIVEL 3	21006.76
B*d=	$1.1*PG =$	23107.44	366.78	(25X20)	Carga Vertical	21006.76
	$0.3*f'c$	63				

Columna central (C-3 D) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "LL"						
Área	14.04			1	300	4212
VIGAS - X	3.40	0.3	0.6	1	2400	1468.8
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	16.38			1	120	1965.60
TABICUERÍA	16.38			1	180	2948.40
COLUMNAS	0.30	0.20	2.6	1	2400	374.40
SOBRECARGA	6.11			1	400	2444.00
	10.27			1	300	3081.00
					NIVEL 1	18407.96
					NIVEL 2	38773.72
B*d=	$1.1*PG =$	62899.85	998.41	(30X30)	Carga Vertical	57181.68
	$0.30*f'c$	63				
Columna central (C-3 D) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "LL"						
Área	14.04			1	300	4212
VIGAS - X	3.40	0.3	0.6	1	2400	1468.8
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	16.38			1	120	1965.60
TABICUERÍA	16.38			1	180	2948.40
COLUMNA	0.2	0.20	2.6	1	2400	249.60
SOBRECARGA	6.11			1	400	2444.00
	10.27			1	300	3081.00
					NIVEL 2	18283.16
					NIVEL 3	20490.56
B*d=	$1.1*PG =$	42651.09	677.00	(30X20)	Carga Vertical	38773.72
	$0.3*f'c$	63				
Columna central (C-3 D) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "LL"						
Área	14.04			1	300	4212
VIGAS - X	3.40	0.3	0.6	1	2400	1468.8
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	16.38			1	120	1965.60
TABICUERÍA	16.38			1	180	2948.40
SOBRECARGA	6.11			1	400	2444.00
	10.27			1	300	3081.00
AZOTEA	16.38			1	150	2457.00
					NIVEL 3	20490.56
B*d=	$1.1*PG =$	22539.62	357.77	(20X20)	Carga Vertical	20490.56
	$0.3*f'c$	63				

Columna Central (C-3 E) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "O"						
Área	15.91			1	300	4773
VIGAS - X	4.15	0.3	0.6	1	2400	1792.8
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	18.47			1	120	2216.40
TABIQUERÍA	18.47			1	180	3324.60
COLUMNAS	0.25	0.30	2.6	1	2400	468.00
SOBRECARGA	7.35			1	400	2940.00
	11.12			1	300	3336.00
					NIVEL 1	20764.56
					NIVEL 2	44105.22
B*d=	$1.1*PG =$	<u>71356.76</u>	1132.65	(30X30)	Carga Vertical	64869.78
	$0.3*f'c$	63				
Columna Central (C-3 E) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "O "						
Área	4.92			1	350	1722
	10.99			1	300	3297
VIGAS - X	4.15	0.3	0.6	1	2400	1792.8
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	18.47			1	120	2216.40
TABIQUERÍA	18.47			1	180	3324.60
COLUMNA	0.2	0.20	2.6	1	2400	249.60
SOBRECARGA	7.35			1	400	2940.00
	11.12			1	300	3336.00
					NIVEL 2	20792.16
					NIVEL 3	23313.06
B*d=	$1.1*PG =$	<u>48515.74</u>	770.09	(25X30)	Carga Vertical	44105.22
	$0.3*f'c$	63				
Columna Central (C-3 E) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "O "						
Área	4.92			1	350	1722
	10.99			1	300	3297
VIGAS - X	4.15	0.3	0.6	1	2400	1792.8
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	18.47			1	120	2216.40
TABIQUERÍA	18.47			1	180	3324.60
SOBRECARGA	7.35			1	400	2940.00
	11.12			1	300	3336.00
AZOTEA	18.47			1	150	2770.50
					NIVEL 3	23313.06
B*d=	$1.1*PG =$	<u>25644.37</u>	407.05	(20X20)	Carga Vertical	23313.06
	$0.3*f'c$	63				

Columna Central (C-3 F) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "R"						
Área	16.73			1	300	5019
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	19.36			1	120	2323.20
TABIQUERÍA	19.36			1	180	3484.80
COLUMNAS	0.25	0.30	2.6	1	2400	468.00
SOBRECARGA	7.69			1	400	3076.00
	11.67			1	300	3501.00
					NIVEL 1	21664.96
					NIVEL 2	46037.52
B*d=	$1.1*PG =$	<u>74472.73</u>	1182.11	(30X30)	Carga Vertical	67702.48
	$0.3*f'c$	63				
Columna Central (C-3 F) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "R "						
Área	11.83			1	300	3549
	4.90			1	350	1715
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	19.36			1	120	2323.20
TABIQUERÍA	19.36			1	180	3484.80
COLUMNA	0.2	0.20	2.6	1	2400	249.60
SOBRECARGA	7.69			1	400	3076.00
	11.67			1	300	3501.00
					NIVEL 2	21691.56
					NIVEL 3	24345.96
B*d=	$1.1*PG =$	<u>50641.27</u>	803.83	(25X30)	Carga Vertical	46037.52
	$0.3*f'c$	63				
Columna Central (C-3 F) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "R "						
Área	11.83			1	300	3549
	4.90			1	350	1715
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	19.36			1	120	2323.20
TABIQUERÍA	19.36			1	180	3484.80
SOBRECARGA	7.69			1	400	3076.00
	11.67			1	300	3501.00
AZOTEA	19.36			1	150	2904.00
					NIVEL 3	24345.96
B*d=	$1.1*PG =$	<u>26780.56</u>	425.09	(20X20)	Carga Vertical	24345.96
	$0.3*f'c$	63				

Columna Central (C-3 G) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "X"						
Área	14.66			1	300	4398
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	17.06			1	120	2047.20
TABICUERÍA	17.06			1	180	3070.80
COLUMNAS	0.25	0.30	2.6	1	2400	468.00
SOBRECARGA	6.36			1	400	2544.00
	10.70			1	300	3210.00
					NIVEL 1	19185.36
					NIVEL 2	40180.92
B*d=	$1.1*PG =$	65302.91	1036.55	(30X30)	Carga Vertical	59366.28
	$0.3*f'c$	63				
Columna Central (C-3 G) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "X "						
Área	14.66			1	300	4398
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	17.06			1	120	2047.20
TABICUERÍA	17.06			1	180	3070.80
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	6.36			1	400	2544.00
	10.70			1	300	3210.00
					NIVEL 2	18904.56
					NIVEL 3	21276.36
B*d=	$1.1*PG =$	44199.01	701.57	(25X30)	Carga Vertical	40180.92
	$0.3*f'c$	63				
Columna Central (C-3 G) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "R "						
Área	14.66			1	300	4398
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	17.06			1	120	2047.20
TABICUERÍA	17.06			1	180	3070.80
SOBRECARGA	6.36			1	400	2544.00
	10.70			1	300	3210.00
AZOTEA	17.06			1	150	2559.00
					NIVEL 3	21276.36
B*d=	$1.1*PG =$	23404.00	371.49	(15X20)	Carga Vertical	21276.36
	$0.3*f'c$	63				

Columna Lateral (C-3 H) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "B"						
Área	7.14			1	300	2142
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	8.97			1	120	1076.40
TABICUERÍA	8.97			1	180	1614.60
COLUMNAS	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	3.35			1	400	1340.00
	5.62			1	300	1686.00
					NIVEL 1	10832.12
					NIVEL 2	22572.94
B*d=	1.25*PG =	41756.33	795.36	(30X25)	Carga Vertical	33405.06
	0.25*f'c	52.5				
Columna Lateral (C-3 H) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "B"						
Área	7.14			1	300	2142
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	8.97			1	120	1076.40
TABICUERÍA	8.97			1	180	1614.60
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	3.35			1	400	1340.00
	5.62			1	300	1686.00
					NIVEL 2	10707.32
					NIVEL 3	11865.62
B*d=	1.25*PG =	28216.18	537.45	(25X20)	Carga Vertical	22572.94
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-3 H) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA " B "						
Área	7.14			1	300	2142
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	4.43	0.3	0.6	1	2400	1913.76
ACABADOS	8.97			1	120	1076.40
TABICUERÍA	8.97			1	180	1614.60
SOBRECARGA	3.35			1	400	1340.00
	5.62			1	300	1686.00
AZOTEA	8.97			1	150	1345.50
					NIVEL 3	11865.62
B*d=	1.25*PG =	14832.03	282.51	(15X20)	Carga Vertical	11865.62
	0.25*f'c	53				

Columna Esquina (C-4 A) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
VIGAS - X	3.00	0.3	0.6	1	2400	1296
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	1.64			1	120	196.80
TABICUERÍA	1.64			1	180	295.20
COLUMNAS	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	1.64			1	300	492.00
					NIVEL 1	3534.24
					NIVEL 2	7127.28
B*d=	$1.5*PG =$	15992.28	380.77	(15X25)	Carga Vertical	10661.52
	$0.2*f'c$	42				
Columna Esquina (C-4 A) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
VIGAS - X	3.00	0.3	0.6	1	2400	1296
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	1.64			1	120	196.80
TABICUERÍA	1.64			1	180	295.20
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	1.64			1	300	492.00
					NIVEL 2	3534.24
					NIVEL 3	3593.04
B*d=	$1.5*PG =$	10690.92	254.55	(15X20)	Carga Vertical	7127.28
	$0.2*f'c$	42				
Columna Esquina (C-4 A) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
VIGAS - X	3.00	0.3	0.6	1	2400	1296
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	1.64			1	120	196.80
TABICUERÍA	1.64			1	180	295.20
SOBRECARGA	1.64			1	300	492.00
AZOTEA	1.64			1	150	246.00
					NIVEL 3	3593.04
B*d=	$1.5*PG =$	5389.56	128.32	(15X20)	Carga Vertical	3593.04
	$0.2*f'c$	42				

Columna Lateral (C-4 B) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "F"						
Área	4.29			1	300	1287
VIGAS - X	4.73	0.3	0.6	1	2400	2043.36
VIGAS - Y	2.48	0.3	0.6	1	2400	1071.36
ACABADOS	6.43			1	120	771.60
TABICUERÍA	6.43			1	180	1157.40
COLUMNAS	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	6.43			1	400	2572.00
					NIVEL 1	9214.72
					NIVEL 2	19171.64
B*d=	1.25*PG =	35482.95	669.49	(25X25)	Carga Vertical	28386.36
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-4 B) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "F"						
Área	4.29			1	350	1501.5
VIGAS - X	4.73	0.3	0.6	1	2400	2043.36
VIGAS - Y	2.48	0.3	0.6	1	2400	1071.36
ACABADOS	6.43			1	120	771.60
TABICUERÍA	6.43			1	180	1157.40
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	6.43			1	400	2572.00
					NIVEL 2	9304.42
					NIVEL 3	9867.22
B*d=	1.25*PG =	23964.55	456.47	(25X20)	Carga Vertical	19171.64
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-4 B) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "F"						
Área	4.29			1	300	1287
VIGAS - X	4.73	0.3	0.6	1	2400	2043.36
VIGAS - Y	2.48	0.3	0.6	1	2400	1071.36
ACABADOS	6.43			1	120	771.60
TABICUERÍA	6.43			1	180	1157.40
SOBRECARGA	6.43			1	400	2572.00
AZOTEA	6.43			1	150	964.50
					NIVEL 3	9867.22
B*d=	1.25*PG =	12334.03	234.93	(15X20)	Carga Vertical	9867.22
	0.25*f'c	53				

Columna lateral(C-4 C) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "G"						
Área	8.68			1	300	2604
VIGAS - X	3.80	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.55			1	120	1266.00
TABICUERÍA	10.55			1	180	1899.00
COLUMNAS	0.2	0.25	2.6	1	2400	1248.00
SOBRECARGA	10.55			1	300	3165.00
					NIVEL 1	12890.64
					NIVEL 2	25054.98
B*d=	$1.25*PG$	= 47432.025	903.47	(30X30)	Carga Vertical	37945.62
	$0.25*f'c$	52.5				
Columna lateral (C-4 C) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "G"						
Área	8.68			1	300	2604
VIGAS - X	3.8	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.55			1	120	1266.00
TABICUERÍA	10.55			1	180	1899.00
COLUMNA	0.20	0.15	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	10.55			1	300	3165.00
					NIVEL 2	11829.84
					NIVEL 3	13225.14
B*d=	$1.25*PG$	= 31318.73	596.55	(20X25)	Carga Vertical	25054.98
	$0.25*f'c$	53				
Columna lateral (C-4 C) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "G"						
Área	8.68			1	300	2604
VIGAS - X	3.80	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.55			1	120	1266.00
TABICUERÍA	10.55			1	180	1899.00
SOBRECARGA	10.55			1	300	3165.00
AZOTEA	10.55			1	150	1582.50
					NIVEL 3	13225.14
B*d=	$1.25*PG$	= 16531.43	314.88	(20X15)	Carga Vertical	13225.14
	$0.25*f'c$	53				

Columna lateral(C-4 C) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "G"						
Área	8.68			1	300	2604
VIGAS - X	3.80	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.55			1	120	1266.00
TABIQUERÍA	10.55			1	180	1899.00
COLUMNAS	0.2	0.25	2.6	1	2400	1248.00
SOBRECARGA	10.55			1	300	3165.00
					NIVEL 1	12890.64
					NIVEL 2	25054.98
B*d=	1.25*PG =	47432.025	903.47	(30X30)	Carga Vertical	37945.62
	0.25*f'c	52.5				
Columna lateral (C-4 C) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "G"						
Área	8.68			1	300	2604
VIGAS - X	3.8	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.55			1	120	1266.00
TABIQUERÍA	10.55			1	180	1899.00
COLUMNA	0.20	0.15	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	10.55			1	300	3165.00
					NIVEL 2	11829.84
					NIVEL 3	13225.14
B*d=	1.25*PG =	31318.73	596.55	(20X25)	Carga Vertical	25054.98
	0.25*f'c	53				
Columna lateral (C-4 C) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "G"						
Área	8.68			1	300	2604
VIGAS - X	3.80	0.3	0.6	1	2400	1641.6
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.55			1	120	1266.00
TABIQUERÍA	10.55			1	180	1899.00
SOBRECARGA	10.55			1	300	3165.00
AZOTEA	10.55			1	150	1582.50
					NIVEL 3	13225.14
B*d=	1.25*PG =	16531.43	314.88	(20X15)	Carga Vertical	13225.14
	0.25*f'c	53				

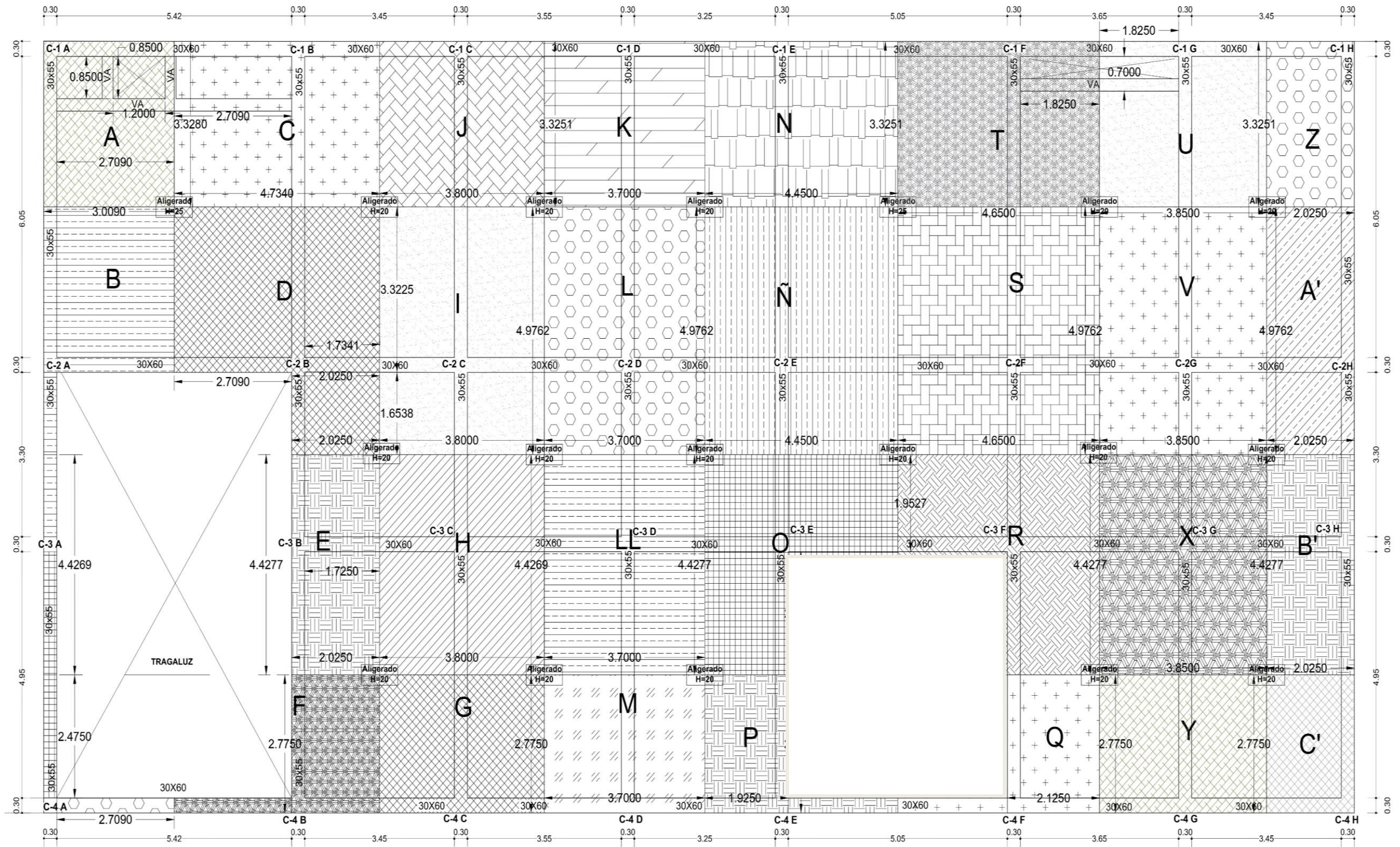
Columna Lateral (C-4 D) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "M"						
Área	8.43			1	300	2529
VIGAS - X	3.70	0.3	0.6	1	2400	1598.4
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.27			1	120	1232.40
TABIQUERÍA	10.27			1	180	1848.60
COLUMNAS	0.25	0.2	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	10.27			1	300	3081.00
					NIVEL 1	11668.44
					NIVEL 2	24440.58
B*d=	1.25*PG =	45136.275	859.74	(30X25)	Carga Vertical	36109.02
	0.25*f'c	52.5				
Columna Lateral (C-4 D) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "M"						
Área	8.43			1	300	2529
VIGAS - X	3.70	0.3	0.6	1	2400	1598.4
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.27			1	120	1232.40
TABIQUERÍA	10.27			1	180	1848.60
COLUMNA	0.20	0.15	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	10.27			1	300	3081.00
					NIVEL 2	11543.64
					NIVEL 3	12896.94
B*d=	1.25*PG =	30550.73	581.92	(25X20)	Carga Vertical	24440.58
	0.25*f'c	53				
Columna Lateral (C-4 D) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "M"						
Área	8.43			1	300	2529
VIGAS - X	3.70	0.3	0.6	1	2400	1598.4
VIGAS - Y	2.47	0.3	0.6	1	2400	1067.04
ACABADOS	10.27			1	120	1232.40
TABIQUERÍA	10.27			1	180	1848.60
SOBRECARGA	10.27			1	300	3081.00
AZOTEA	10.27			1	150	1540.50
					NIVEL 3	12896.94
B*d=	1.25*PG =	16121.18	307.07	(20X15)	Carga Vertical	12896.94
	0.25*f'c	53				

Columna Central (C-4 E) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "P"						
Área	9.16			1	300	2748
VIGAS - X	4.45	0.3	0.6	1	2400	1922.4
VIGAS - Y	2.48	0.3	0.6	1	2400	1071.36
ACABADOS	11.22			1	120	1346.40
TABICUERÍA	11.22			1	180	2019.60
COLUMNAS	0.25	0.25	2.6	1	2400	390.00
SOBRECARGA	11.22			1	400	4488.00
	11.22			1	300	3366.00
					NIVEL 1	17351.76
					NIVEL 2	29061.72
B*d=	1.25*PG =	58016.85	1105.08	(30X25)	Carga Vertical	46413.48
	0.25*f'c	52.5				
Columna Central (C-4 E) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "P "						
Área	9.16			1	300	2748
VIGAS - X	4.45	0.3	0.6	1	2400	1922.4
VIGAS - Y	2.48	0.3	0.6	1	2400	1071.36
ACABADOS	11.22			1	120	1346.40
TABICUERÍA	11.22			1	180	2019.60
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	11.22			1	400	4488.00
					NIVEL 2	13782.96
					NIVEL 3	15278.76
B*d=	1.25*PG =	36327.15	691.95	(25X25)	Carga Vertical	29061.72
	0.25*f'c	53				
Columna Central (C-4 E) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "P "						
Área	9.16			1	300	2748
VIGAS - X	4.45	0.3	0.6	1	2400	1922.4
VIGAS - Y	2.48	0.3	0.6	1	2400	1071.36
ACABADOS	11.22			1	120	1346.40
TABICUERÍA	11.22			1	180	2019.60
SOBRECARGA	11.22			1	400	4488.00
AZOTEÁ	11.22			1	150	1683.00
					NIVEL 3	15278.76
B*d=	1.25*PG =	19098.45	363.78	(15X20)	Carga Vertical	15278.76
	0.25*f'c	53				

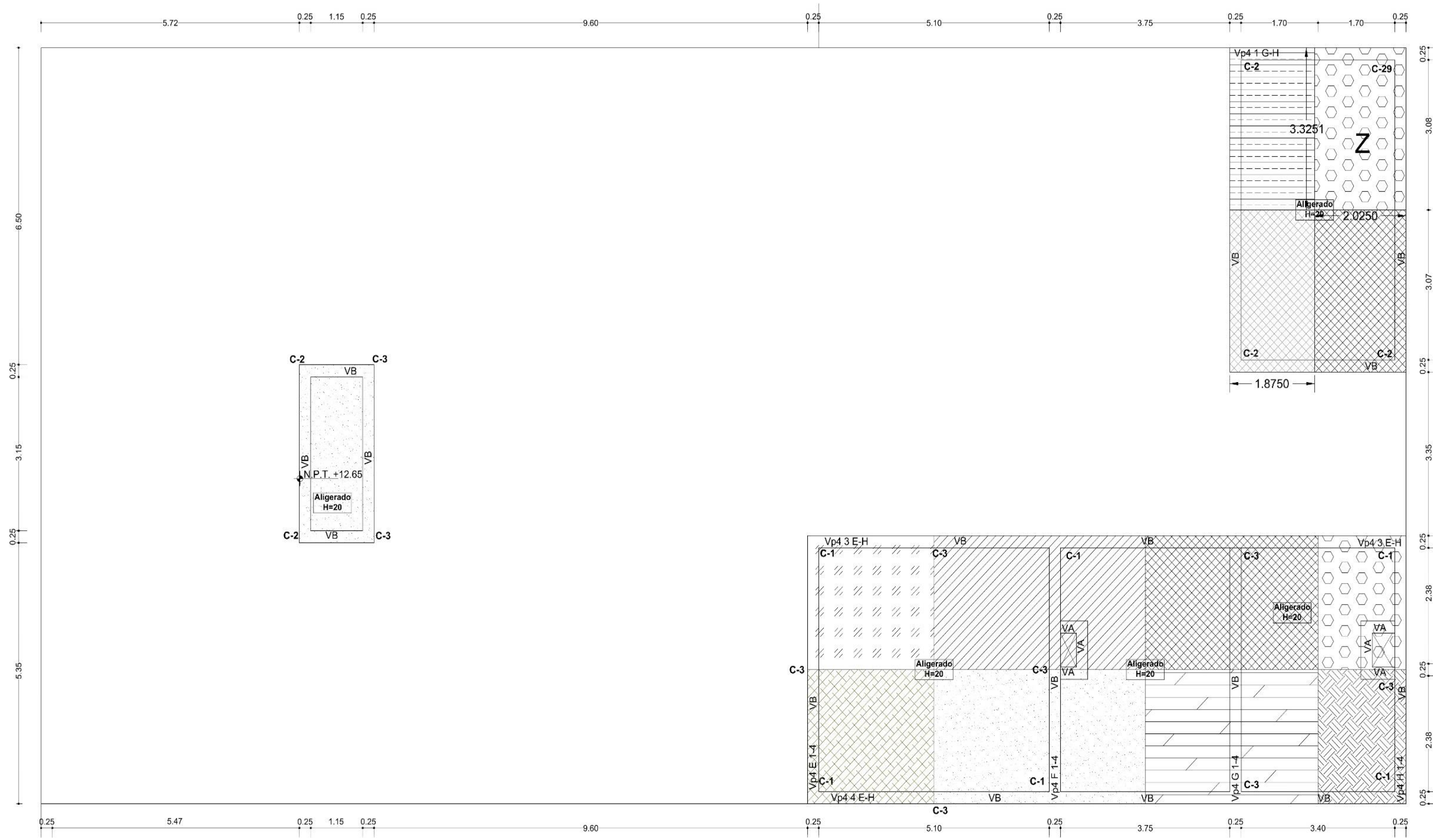
Columna lateral (C-4 F) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Q"						
Área	9.66			1	300	2898
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	11.77			1	120	1412.40
TABICUERÍA	11.77			1	180	2118.60
COLUMNAS	0.25	0.25	2.6	1	2400	390.00
SOBRECARGA	11.77			1	300	3531.00
					NIVEL 1	13430.16
					NIVEL 2	28033.02
B*d=	1.25*PG =	51828.98	987.22	(30X30)	Carga Vertical	41463.18
	0.25*f'c	52.5				
Columna lateral (C-4 F) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Q "						
Área	9.66			1	300	2898
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	11.77			1	120	1412.40
TABICUERÍA	11.77			1	180	2118.60
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	11.77			1	300	3531.00
					NIVEL 2	13227.36
					NIVEL 3	14805.66
B*d=	1.25*PG =	35041.28	667.45	(25X25)	Carga Vertical	28033.02
	0.25*f'c	53				
Columna lateral (C-4 F) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Q "						
Área	9.66			1	300	2898
VIGAS - X	4.35	0.3	0.6	1	2400	1879.2
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	11.77			1	120	1412.40
TABICUERÍA	11.77			1	180	2118.60
SOBRECARGA	11.77			1	300	3531.00
AZOTEA	11.77			1	150	1765.50
					NIVEL 3	14805.66
B*d=	1.25*PG =	18507.08	352.52	(15X20)	Carga Vertical	14805.66
	0.25*f'c	53				

Columna lateral (C-4 G) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Y"						
Área	8.80			1	300	2640
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	10.64			1	120	1276.80
TABICUERÍA	10.64			1	180	1915.20
COLUMNAS	0.25	0.25	2.6	1	2400	390.00
SOBRECARGA	10.64			1	300	3192.00
					NIVEL 1	12148.56
					NIVEL 2	25300.32
B*d=	$1.25*PG =$	46811.10	891.64	(30X30)	Carga Vertical	37448.88
	$0.25*f'c$	52.5				
Columna lateral (C-4 G) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Y "						
Área	8.80			1	300	2640
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	10.64			1	120	1276.80
TABICUERÍA	10.64			1	180	1915.20
COLUMNA	0.15	0.20	2.6	1	2400	187.20
SOBRECARGA	10.64			1	300	3192.00
					NIVEL 2	11945.76
					NIVEL 3	13354.56
B*d=	$1.25*PG =$	31625.40	602.39	(25X25)	Carga Vertical	25300.32
	$0.25*f'c$	53				
Columna lateral (C-4 G) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "Y "						
Área	8.80			1	300	2640
VIGAS - X	3.55	0.3	0.6	1	2400	1533.6
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	10.64			1	120	1276.80
TABICUERÍA	10.64			1	180	1915.20
SOBRECARGA	10.64			1	300	3192.00
AZOTEA	10.64			1	150	1596.00
					NIVEL 3	13354.56
B*d=	$1.25*PG =$	16693.20	317.97	(15X20)	Carga Vertical	13354.56
	$0.25*f'c$	53				

Columna Esquina (C-4 H) - Nivel 1						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C" "						
Área	4.27			1	300	1281
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	5.62			1	120	674.40
TABIQUERÍA	5.62			1	180	1011.60
COLUMNAS	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	5.62			1	300	1686.00
					NIVEL 1	6913.32
					NIVEL 2	14357.64
B*d=	1.5*PG =	31906.44	759.68	(25X25)	Carga Vertical	21270.96
	0.2*f'c	42				
Columna Lateral (C-4 H) - Nivel 2						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C" "						
Área	4.27			1	300	1281
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	5.62			1	120	674.40
TABIQUERÍA	5.62			1	180	1011.60
COLUMNA	0.25	0.20	2.6	1	2400	312.00
SOBRECARGA	5.62			1	300	1686.00
					NIVEL 2	6913.32
					NIVEL 3	7444.32
B*d=	1.5*PG =	21536.46	512.77	(25X20)	Carga Vertical	14357.64
	0.2*f'c	42				
Columna Lateral (C-4 H) - Nivel 3						
APORTANTE	L(m)	B(m)	H(m)	N° veces	W(Kg)	Peso (Kg)
LOSA "C" "						
Área	4.27			1	300	1281
VIGAS - X	1.73	0.3	0.6	1	2400	747.36
VIGAS - Y	2.78	0.3	0.6	1	2400	1200.96
ACABADOS	5.62			1	120	674.40
TABIQUERÍA	5.62			1	180	1011.60
SOBRECARGA	5.62			1	300	1686.00
AZOTEA	5.62			1	150	843.00
					NIVEL 3	7444.32
B*d=	1.5*PG =	11166.48	265.87	(15X20)	Carga Vertical	7444.32
	0.2*f'c	42				



Area influencia columnas 1°NIVEL



Area influencia columnas AZOTEA

Anexo 10:

Calculo de los coeficientes de C y K

ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X-X

SISTEMA ESTRUCTURAL Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE CARGA SÍSMICA

Sistema Estructural : **Concreto Armado**
Pórticos

Configuración Estructural : **Regular**

Ro	la	lp	R
8	1.00	1.00	8

Datos:	h_n [m]	Z	T_p	S	R	C_T	U
	12.60	0.45	1.05	1.05	8.00	45.00	1.50
$T=hn /CT$ (Regl.) o Tcalculado	0.213	$T_{Reglamento}$	0.280	Del ETABS o SAP			
$2.5*(Tp/T)$	12.324	$T_{calculado}$	0.213				
$C=2.5*(Tp/T) \leq 2.5$	2.500	$T_{calc/tRegl}$	0.761				
C / R	0.313						
C/R (≥ 0.11)	0.313						
$H/P=(C/R)*Z*U*S$	0.221	To Etabs - Static Analysis					
Base shear coefficient, C =							0.221
Building height exp., K =							1.00

ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y-Y

SISTEMA ESTRUCTURAL Y FACTOR DE REDUCCIÓN DE CARGA SÍSMICA

Sistema Estructural : **Concreto Armado**
De muros estructurales

Configuración Estructural : **Regular**

Ro	la	lp	R
6	1.00	1.00	6

Datos:	h_n [m]	Z	T_p	S	R	C_T	U
	12.60	0.45	1.05	1.05	6.00	60.00	1.50
$T=hn /CT$ (Regl.) o Tcalculado	0.129	$T_{Reglamento}$	0.210	Del ETABS o SAP			
$2.5*(Tp/T)$	20.35	$T_{calculado}$	0.129				
$C=2.5*(Tp/T) \leq 2.5$	2.50	$T_{calc/tRegl}$	0.614				
C / R	0.417						
C/R (≥ 0.11)	0.417						
$H/P=(C/R)*Z*U*S$	0.295	To Etabs - Static Analysis					
Base shear coefficient, C =							0.295
Building height exp., K =							1.00

Anexo 11:

Valores tabulados curva Sa vs T

Super-estructura				Sub-estructura			
T	C	C/R	(ZUCS/R) g	T	C	C/R	[(ZUCS/R) g]Ω
0	2.50	0.3125	2.1721	0	2.50	0.3125	3.2581
0.025	2.50	0.3125	2.1721	0.025	2.50	0.3125	3.2581
0.050	2.50	0.3125	2.1721	0.050	2.50	0.3125	3.2581
0.075	2.50	0.3125	2.1721	0.075	2.50	0.3125	3.2581
0.100	2.50	0.3125	2.1721	0.100	2.50	0.3125	3.2581
0.125	2.50	0.3125	2.1721	0.125	2.50	0.3125	3.2581
0.150	2.50	0.3125	2.1721	0.150	2.50	0.3125	3.2581
0.175	2.50	0.3125	2.1721	0.175	2.50	0.3125	3.2581
0.200	2.50	0.3125	2.1721	0.200	2.50	0.3125	3.2581
0.225	2.50	0.3125	2.1721	0.225	2.50	0.3125	3.2581
0.250	2.50	0.3125	2.1721	0.250	2.50	0.3125	3.2581
0.275	2.50	0.3125	2.1721	0.275	2.50	0.3125	3.2581
0.300	2.50	0.3125	2.1721	0.300	2.50	0.3125	3.2581
0.325	2.50	0.3125	2.1721	0.325	2.50	0.3125	3.2581
0.350	2.50	0.3125	2.1721	0.350	2.50	0.3125	3.2581
0.375	2.50	0.3125	2.1721	0.375	2.50	0.3125	3.2581
0.400	2.50	0.3125	2.1721	0.400	2.50	0.3125	3.2581
0.425	2.50	0.3125	2.1721	0.425	2.50	0.3125	3.2581
0.450	2.50	0.3125	2.1721	0.450	2.50	0.3125	3.2581
0.475	2.50	0.3125	2.1721	0.475	2.50	0.3125	3.2581
0.500	2.50	0.3125	2.1721	0.500	2.50	0.3125	3.2581
0.600	2.50	0.3125	2.1721	0.600	2.50	0.3125	3.2581
0.700	2.14	0.2679	1.8618	0.700	2.14	0.2679	2.7927

0.800	1.88	0.2344	1.6291	0.800	1.88	0.2344	2.4436
0.900	1.67	0.2083	1.4481	0.900	1.67	0.2083	2.1721
1.000	1.50	0.1875	1.3033	1.000	1.50	0.1875	1.9549
1.500	1.00	0.125	0.8688	1.500	1.00	0.125	1.3033
2.000	0.75	0.0938	0.6516	2.000	0.75	0.0938	0.9774
2.500	0.48	0.06	0.417	2.500	0.48	0.06	0.6256
3.000	0.33	0.0417	0.2896	3.000	0.33	0.0417	0.4344
3.500	0.24	0.0306	0.2128	3.500	0.24	0.0306	0.3192
4.000	0.19	0.0234	0.1629	4.000	0.19	0.0234	0.2444
4.500	0.15	0.0185	0.1287	4.500	0.15	0.0185	0.1931
5.000	0.12	0.015	0.1043	5.000	0.12	0.015	0.1564
5.500	0.10	0.0124	0.0862	5.500	0.10	0.0124	0.1292
6.000	0.08	0.0104	0.0724	6.000	0.08	0.0104	0.1086
6.500	0.07	0.0089	0.0617	6.500	0.07	0.0089	0.0925
7.000	0.06	0.0077	0.0532	7.000	0.06	0.0077	0.0798

Anexo 12:
Cargas de servicio en columnas

CARGAS DE SERVICIO EN COLUMNAS															
C-1A		C-1B		C-1C		C-1D		C-1E		C-1F		C-1G		C-1H	
CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV
18.33	3.91	56.87	23.54	46.81	18.88	47.26	19.03	55.18	23.35	57.84	24.97	64.64	25.12	24.85	7.04
C-2A		C-2B		C-2C		C-2D		C-2E		C-2F		C-2G		C-2H	
CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV
16.56	1.3	57.1	23.65	65.87	34.06	66.64	34.41	78.08	41.75	101.2	54.04	11.54	7.8	20.01	1.78
C-3A		C-3B		C-3C		C-3D		C-3E		C-3F		C-3G		C-3H	
CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV
21.77	0.06	18.33	2.76	56.49	27.89	57.49	28.08	34.38	9.45	43.71	11.78	9.95	6.27	26.65	3.39
C-4A		C-4B		C-4C		C-4D		C-4E		C-4F		C-4G		C-4H	
CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV	CM	CV
23.48	0.05	18.09	1.37	40.66	14.95	41.76	15.21	33.73	6.65	38.61	6.83	65.18	15.13	25.03	2.28

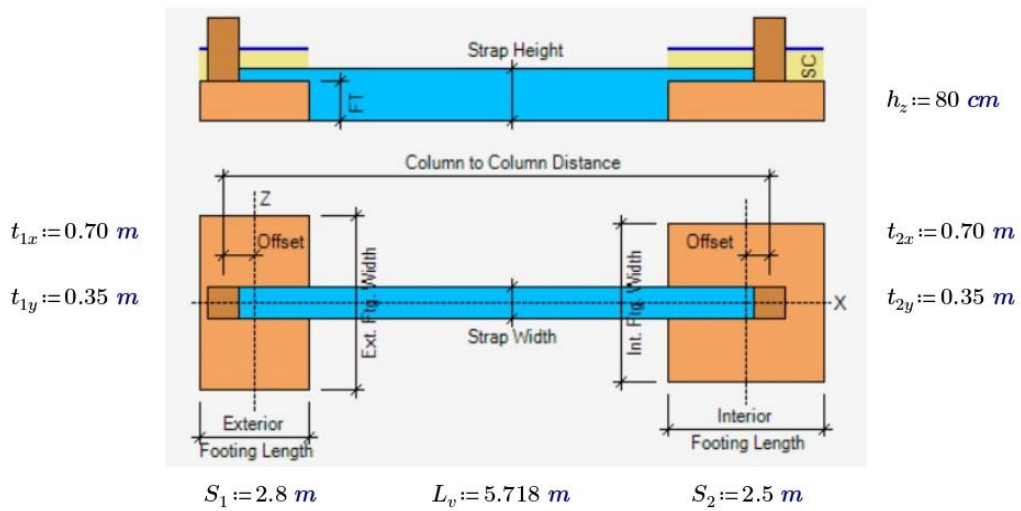
Anexo 13:

Cálculo analítico de diseño de Viga de cimentación, eje A/1-2, eje 3/ B-C, y eje C/1-2

Viga VC- Eje A/1-2

$$q_{adm} := 1.5 \frac{kgf}{cm^2}$$

P_{1CM} (tonnef)	P_{1CV} (tonnef)	P_{1CS} (tonnef)	P_{2CM} (tonnef)	P_{2CV} (tonnef)	P_{2CS} (tonnef)
18.33	3.91	74.11	56.87	23.54	68.32

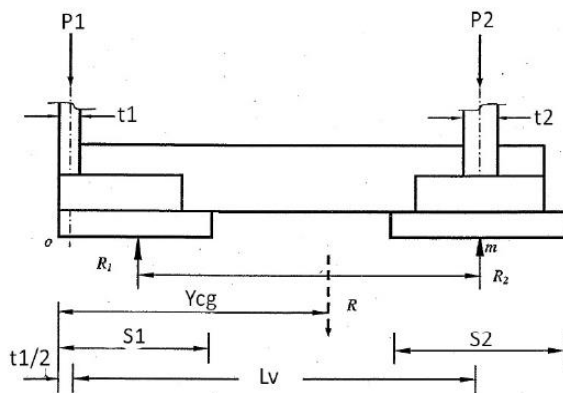


Paso 1: estimación de las dimensiones de las zapatas

Cargas de servicio

$$P_{1s} := P_{1CM} + P_{1CV}$$

$$P_{2s} := P_{2CM} + P_{2CV}$$



El peso de la viga, de la zapata y de suelo sobre la base se puede estimar como el 10% de la carga de servicio.

$$P_{total} := 1.1 \cdot (P_{1s} + P_{2s}) = 112.92 \text{ tonnef}$$

El área total de la zapata bajo la columna C1 y C2, requerida :

$$Area := \frac{P_{total}}{q_{adm}} = 7.53 \text{ m}^2$$

para determinar el ancho de las zapatas, las reacciones en las zapatas serán calculando momento respecto a R2.

$$R_1 := \frac{1.1 \cdot P_{1s} \cdot (L_v)}{L_v} = 24.46 \text{ tonnef}$$

$$B_1 := \frac{R_1}{q_{adm} \cdot S_1} = 0.58 \text{ m}$$

entonces: $B_1 := 2.8 \text{ m}$

$$R_2 := P_{total} - R_1 = 88.45 \text{ tonnef}$$

$$B_2 := \frac{R_2}{q_{adm} \cdot S_2} = 2.36 \text{ m}$$

entonces: $B_2 := 2.5 \text{ m}$

verificación de la presión:

zapata exterior: $\sigma_1 := \frac{R_1}{S_1 \cdot B_1} = 0.31 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ if $(\sigma_1 < q_{adm}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$

zapata interior: $\sigma_2 := \frac{R_2}{S_2 \cdot B_2} = 1.42 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ if $(\sigma_2 < q_{adm}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$

ubicación de la resultante (y):

$$y_R := \frac{P_{1s} \cdot \frac{S_1}{2} + P_{2s} \cdot \left(\frac{S_1}{2} + L_v\right)}{P_{1s} + P_{2s}} = 5.88 \text{ m}$$

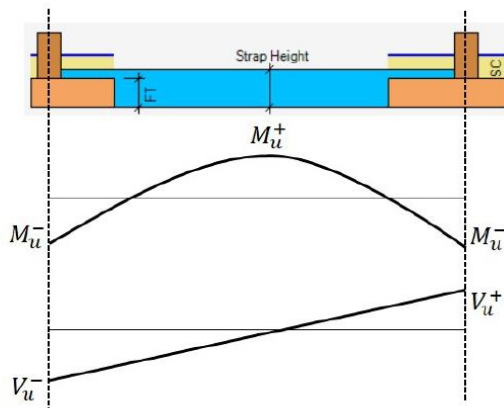
$$L_t := \frac{S_1}{2} + L_v + \frac{S_2}{2} = 8.37 \text{ m}$$

para asegurar una distribución uniforme de presiones en el suelo, el c.g. de la zapata conectada debe coincidir con la resultante, con una dispersión del 10% es aceptable.

$$y_{cg} := \frac{(S_1 \cdot B_1) \cdot \frac{S_1}{2} + (S_2 \cdot B_2) \cdot \left(\frac{S_1}{2} + L_v\right)}{S_1 \cdot B_1 + S_2 \cdot B_2} = 3.94 \text{ m}$$

Paso 2: Diseño de la viga de conexión

- Cargas Factoradas



M_{un}	M_{up}	V_u
(tonnef · m)	(tonnef · m)	(tonnef)
32.82	44.56	26

M_{un} : máximo momento negativo.

M_{up} : máximo momento positivo.

V_u : máximo cortante

- Pre-dimensionado de viga de conexión

peralte (h):

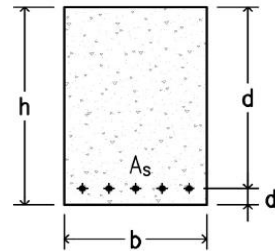
$$h := \frac{L_v}{7} = 81.69 \text{ cm}$$

base (b):

$$b := \frac{P_{1s}}{31 \cdot L_v} = 1.25 \frac{1}{\text{cm}} \cdot \text{kgf}$$

b	h	d'
(cm)	(cm)	(cm)
35	80	6

b : ancho de viga
 h : peralte de viga
 d' : ubicación del acero longitudinal
 A_s : área de acero longitudinal a calcular



$$d := h - d' = 74 \text{ cm}$$

d: peralte efectivo

- Propiedades mecánicas de los materiales

f'_c	f_y	E_s	ε_{cu}	ε_y
$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$		
280	4200	$2 \cdot 10^6$	0.003	0.0021

f'_c : resistencia a compresión del concreto
 f_y : esfuerzo de fluencia del acero
 E_s : módulo de elasticidad del acero
 ε_{cu} : deform. unit. del concreto
 ε_y : deform. unit. por fluencia del acero

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 250998.01 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

E_c : módulo de elasticidad del concreto

- Diseño por flexión

Nota:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

condición de diseño por resistencia (E.060-Cap. 8)

considerando:

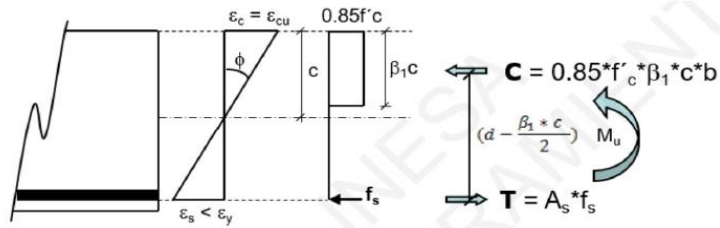
$$M_u = \phi \cdot M_n$$

donde,

$$M_n = \rho \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

Ec. 1

demostración



$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 2}$$

equilibrio:

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

despejando a:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

sabemos que la cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Remplazando en la Ec. 2:

$$M_n = (\rho \cdot b \cdot d) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_n = \rho \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \Rightarrow \text{resulta la Ec. 1}$$

Entonces, despejando la cuantía (ρ) de refuerzo de la Ec. 1

$$\left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \rho^2 - \rho + \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} = 0$$

Ecuación cuadrática con ρ como variable.

para el momento negativo (M_{un})

$$\phi := 0.9 \quad M_{un} = 32.82 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{un}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.1083$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{un}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.0047$$

por tanto,

$$\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.0047$$

área de acero
requerido,

$$A_s := \rho \cdot b \cdot d = 12.25 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s_min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 7.22 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.060, 10-3})$$

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Ok"
"Ok"	
else	
"Usa A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

factor β_1 :

$$\beta_1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{also if } f'_c > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \max \left(1.05 - 0.714 \cdot \frac{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{1000}, 0.65 \right) \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = 0.85$$

cuantía balanceada:

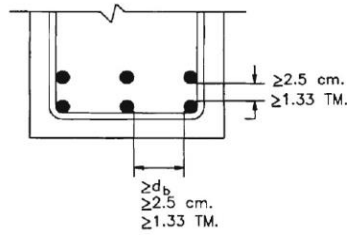
$$\rho_b := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) = 0.0283$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 55.04 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A's"	

Cálculo del número de Barillas a instalar



TM.=Tamaño máximo del agregado grueso.

espaciamiento mínimo entre varillas

área de acero requerido A_s :

$$A_s = 12.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\#6} := 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\#6}} = 4.27$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 5$$

$$N_{barras} \cdot A_{s\#6} = 14.35 \text{ cm}^2$$

No.	Diámetro nominal		Área nominal	
	mm	in	mm ²	in ²
2	6.4	1/4	32	0.05
2.5	7.9	5/16	49	0.08
3	9.5	3/8	71	0.11
4	12.7	1/2	127	0.20
5	15.9	5/8	199	0.31
6	19.1	3/4	287	0.44
7	22.2	7/8	387	0.60
8	25.4	1	507	0.79

área y diámetro de barras de refuerzo en concreto armado

para el momento positivo (M_{up})

$$\phi := 0.9 \quad M_{up} = 44.56 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{up}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.1065$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{up}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.0065$$

por tanto, $\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.0065$

área de acero requerido, $A_s := \rho \cdot b \cdot d = 16.91 \text{ cm}^2$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s_{min}} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \cdot b \cdot d = 7.22 \text{ cm}^2$$

(E.060, 10-3)

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Ok"
"Ok"	
else	
"Usa A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

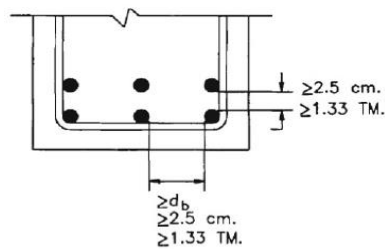
$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 55.04 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A's"	

Cálculo del número de Barillas a instalar



TM.=Tamaño máximo del agregado grueso.

espaciamento mínimo entre varillas

área de acero requerido A_s :

$$A_s = 16.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\#6} := 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\implies N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\#6}} = 5.89$$

$$\implies N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 6$$

$$N_{barras} \cdot A_{s\#6} = 17.22 \text{ cm}^2$$

No.	Diámetro nominal		Área nominal	
	mm	in	mm ²	in ²
2	6.4	1/4	32	0.05
2.5	7.9	5/16	49	0.08
3	9.5	3/8	71	0.11
4	12.7	1/2	127	0.20
5	15.9	5/8	199	0.31
6	19.1	3/4	287	0.44
7	22.2	7/8	387	0.60
8	25.4	1	507	0.79

área y diámetro de barras de refuerzo en concreto armado

• Diseño por corte

cortante de diseño:

$$V_u = 26 \text{ tonnef}$$

factor de reducción de resistencia a corte:

$$\phi := 0.85$$

Nota:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

condición de diseño por resistencia (E.060)

considerando:

$$V_u = \phi \cdot V_n \quad \Rightarrow \quad V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad \Rightarrow \quad (V_c + V_s) = \frac{V_u}{\phi} \quad \Rightarrow \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

donde:

V_n : resistencia nominal a corte de la viga

V_c : resistencia a corte del concreto

V_s : resistencia a corte del estribo

ϕ : factor de reducción por resistencia

resistencia a corte del concreto:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 22.97 \text{ tonnef}$$

resistencia nominal a corte:

$$V_n := \frac{V_u}{\phi} = 30.59 \text{ tonnef}$$

cortante en el estribo:

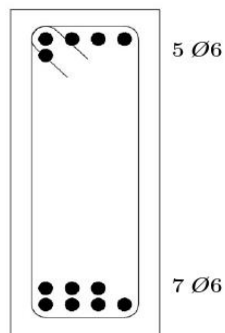
$$V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 7.62 \text{ tonnef}$$

Estribo simple:

$$A_{est} := 2 \left(\frac{\pi \cdot \left(\frac{3 \cdot \text{in}}{8} \right)^2}{4} \right) = 1.43 \text{ cm}^2$$

espaciamiento:

$$S := \frac{2 \cdot A_{est} \cdot f_y}{V_s} \cdot d = 116.28 \text{ cm}$$



DISEÑO DE ZAPATAS

$$P_{1SIS} := 1.4 P_{1CM} + 1.7 P_{1CV} = 32.31 \text{ tonnef}$$

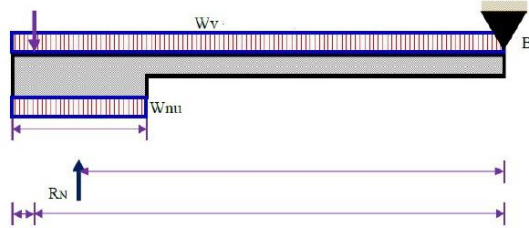
$$P_{2SIS} := 1.4 P_{2CM} + 1.7 P_{2CV} = 119.64 \text{ tonnef}$$

$$P_{1UDL} := 1.25 (P_{1CM} + P_{1CV}) + P_{1CS} = 101.91 \text{ tonnef}$$

$$P_{2UDL} := 1.25 (P_{2CM} + P_{2CV}) + P_{2CS} = 168.83 \text{ tonnef}$$

$$P_{u1} := \max(P_{1UDL}, P_{1SIS}) = 101.91 \text{ tonnef}$$

$$P_{u2} := \max(P_{2UDL}, P_{2SIS}) = 168.83 \text{ tonnef}$$



peso específico del concreto

asumiendo altura de zapata:

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$H_z := 80 \text{ cm}$$

peso de la viga

$$W_{z1} := \gamma_c \cdot S_1 \cdot B_1 \cdot H_z = 15.05 \text{ tonnef}$$

$$W_{viga} := \gamma_c \cdot b \cdot h \cdot \left(L_v - \frac{S_1 + S_2}{2} \right) = 2.06 \text{ tonnef}$$

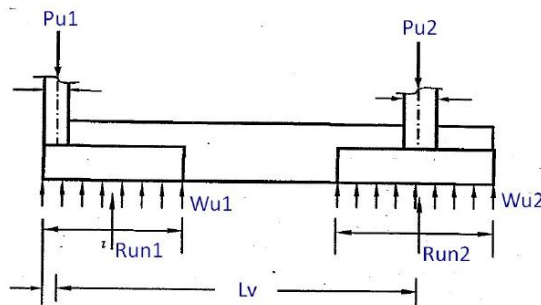
$$W_{z2} := \gamma_c \cdot S_2 \cdot B_2 \cdot H_z = 12 \text{ tonnef}$$

equilibrio de momentos en B:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_{NU1} := \frac{P_{u1} \cdot L_v + W_{viga} \cdot \left(L_v - \frac{S_1}{2} \right) + W_{z1} \cdot L_v}{L_v} = 117.74 \text{ tonnef}$$

$$R_{NU2} := (P_{u2} + P_{u1} + W_{z1} + W_{z2} + W_{viga}) - R_{NU1} = 182.12 \text{ tonnef}$$



Presión en la zapata exterior:

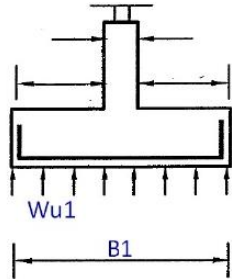
$$W_{U1} := \frac{R_{NU1}}{S_1 \cdot B_1} = 15.02 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Presión en la zapata interior:

$$W_{U2} := \frac{R_{NU2}}{B_2} = 72.85 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Diseño de zapata exterior

Diseño por flexión:



	b_z	d_z	r	ϕ_{bl}	ϕ_c
			(in)	(in)	
S_1	$h_z - 7.5 \text{ cm}$	3	$\frac{5}{8}$	0.85	

b_z : ancho de análisis de la zapata

d_z : peralte efectivo de la zapata

ϕ_{bl} : diámetro de la barra longitudinal

ϕ_c : factor de reducción de resistencia a corte

$$W_{U1} = 15.02 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad b_z = 2.8 \text{ m} \quad d_z = 72.5 \text{ cm}$$

el momento es tomado a la cara de la viga

$$l_V := \frac{B_1 - b}{2} = 122.5 \text{ cm}$$

$$M_{U1} := \frac{(W_{U1} \cdot b_z) \cdot l_V^2}{2} = 31.55 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

calculando el acero de refuerzo:

$$\phi := 0.9 \quad M_{U1} = 31.55 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{U1}}{\phi \cdot f_y \cdot b_z \cdot d_z^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c} \right)} = 0.1124$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{U1}}{\phi \cdot f_y \cdot b_z \cdot d_z^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c} \right)} = 0.0006$$

por tanto,

$$\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.0006$$

área de acero
requerido,

$$A_s := \rho \cdot b_z \cdot d_z = 11.57 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s_{min}} := (0.0018) \cdot b_z \cdot d_z = 36.54 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.060, 10-3})$$

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Usar A_{s_min} "
"Ok"	
else	
"Usar A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b_z \cdot d_z$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b_z \cdot d_z = 431.38 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A_s "	

área de acero requerido A_s :

$A_s :=$ if $A_s < A_{s_min}$	= 36.54 cm^2
A_{s_min}	
else if $A_s > A_{s_max}$	
"Falla Frágil"	
else	
A_s	

$$A_{s_varilla} := \frac{\pi \cdot \phi_{bl}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s_varilla}} = 18.46$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 19$$

$$N_{barras} \cdot A_{s_varilla} = 37.61 \text{ cm}^2$$

$$S_{bl} := \frac{B_1 - 2 \cdot r - \phi_{bl}}{N_{barras} - 1} = 14.62 \text{ cm}$$

$$S_{bl} := \text{Floor}(S_{bl}, 5 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

- verificación por corte a flexión

cortante de diseño: $V_u := (W_{U1} \cdot S_1) \cdot (l_V - d_z) = 21.03 \text{ tonnef}$

factor de reducción de resistencia a corte: $\phi_c := 0.85$

Nota: $V_u \leq \phi \cdot V_n$ condición de diseño por resistencia (E.060)

considerando:

$$V_u < \phi \cdot V_n \quad \implies \quad V_n > \frac{V_u}{\phi} \quad \implies \quad V_c > \frac{V_u}{\phi}$$

donde:

V_n : resistencia nominal a corte de la viga

V_c : resistencia a corte del concreto

ϕ : factor de reducción por resistencia

resistencia a corte del concreto:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_z \cdot d_z = 180.03 \text{ tonnef}$$

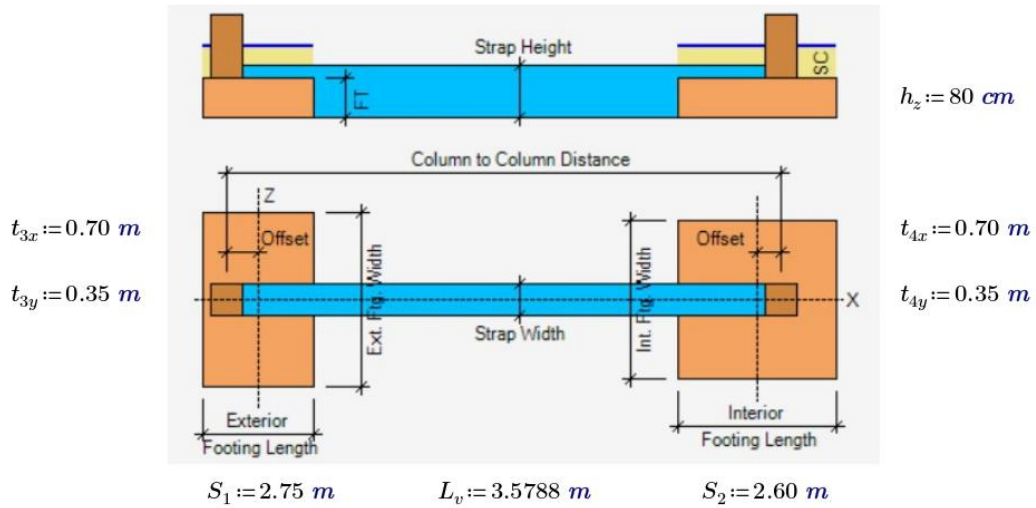
verificación de resistencia a corte:

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{V_u}{\phi_c} < V_c \\ \quad \parallel \text{ "Ok" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Incrementar hz" } \end{array} \right| = \text{"Ok"}$$

Viga VC- Eje 3/B-C

$$q_{adm} := 1.5 \frac{kgf}{cm^2}$$

P_{3CM} (tonnef)	P_{3CV} (tonnef)	P_{3CS} (tonnef)	P_{4CM} (tonnef)	P_{4CV} (tonnef)	P_{4CS} (tonnef)
65.87	34.06	80.1	56.49	27.89	69.49

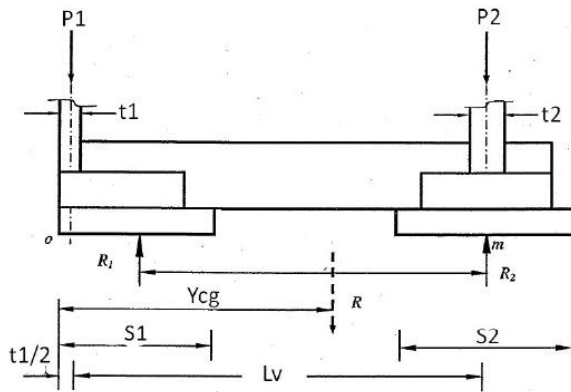


Paso 1: estimación de las dimensiones de las zapatas

Cargas de servicio

$$P_{3s} := P_{3CM} + P_{3CV}$$

$$P_{4s} := P_{4CM} + P_{4CV}$$



El peso de la viga, de la zapata y de suelo sobre la base se puede estimar como el 10% de la carga de servicio.

$$P_{total} := 1.1 \cdot (P_{3s} + P_{4s}) = 202.74 \text{ tonnef}$$

El área total de la zapata bajo la columna C1 y C2, requerida :

$$Area := \frac{P_{total}}{q_{adm}} = 13.52 \text{ m}^2$$

para determinar el ancho de las zapatas, las reacciones en las zapatas serán calculando momento respecto a R_2 .

$$R_1 := \frac{1.1 \cdot P_{3s} \cdot (L_v)}{L_v} = 109.92 \text{ tonnef}$$

$$B_1 := \frac{R_1}{q_{adm} \cdot S_1} = 2.66 \text{ m}$$

entonces: $B_1 := 2.75 \text{ m}$

$$R_2 := P_{total} - R_1 = 92.82 \text{ tonnef}$$

$$B_2 := \frac{R_2}{q_{adm} \cdot S_2} = 2.38 \text{ m}$$

entonces: $B_2 := 2.60 \text{ m}$

verificación de la presión:

zapata exterior: $\sigma_1 := \frac{R_1}{S_1 \cdot B_1} = 1.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ if $(\sigma_1 < q_{adm}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$

zapata interior: $\sigma_2 := \frac{R_2}{S_2 \cdot B_2} = 1.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ if $(\sigma_2 < q_{adm}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$

ubicación de la resultante (y):

$$y_R := \frac{P_{3s} \cdot \frac{S_1}{2} + P_{4s} \cdot \left(\frac{S_1}{2} + L_v\right)}{P_{3s} + P_{4s}} = 3.01 \text{ m}$$

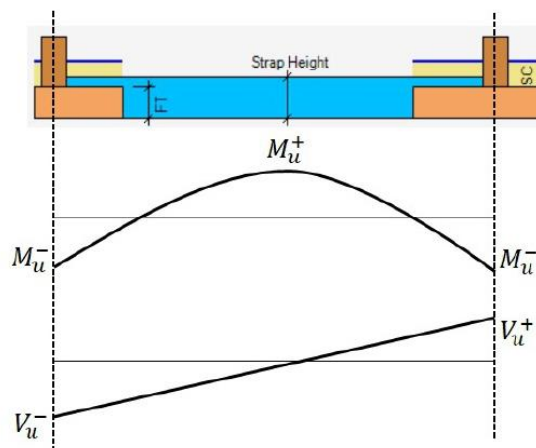
$$L_t := \frac{S_1}{2} + L_v + \frac{S_2}{2} = 6.25 \text{ m}$$

para asegurar una distribución uniforme de presiones en el suelo, el c.g. de la zapata conectada debe coincidir con la resultante, con una dispersión del 10% es aceptable.

$$y_{cg} := \frac{(S_1 \cdot B_1) \cdot \frac{S_1}{2} + (S_2 \cdot B_2) \cdot \left(\frac{S_1}{2} + L_v\right)}{S_1 \cdot B_1 + S_2 \cdot B_2} = 3.06 \text{ m}$$

Paso 2: Diseño de la viga de conexión

- Cargas Factoradas



M_{un}	M_{up}	V_u
(tonnef · m)	(tonnef · m)	(tonnef)
38.64	32.25	20

M_{un} : máximo momento negativo.
 M_{up} : máximo momento positivo.
 V_u : máximo cortante

- Pre-dimensionado de viga de conexión

peralte (h):

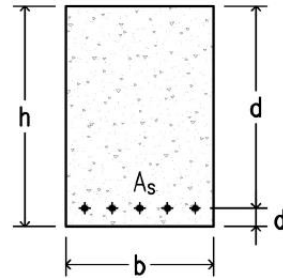
$$h := \frac{L_v}{7} = 51.13 \text{ cm}$$

base (b):

$$b := \frac{P_{3s}}{31 \cdot L_v} = 9.01 \frac{1}{\text{cm}} \cdot \text{kgf}$$

b	h	d'
(cm)	(cm)	(cm)
40	80	6

b : ancho de viga
h : peralte de viga
d' : ubicación del acero longitudinal
As : área de acero longitudinal a calcular



$$d := h - d' = 74 \text{ cm}$$

d: peralte efectivo

- Propiedades mecánicas de los materiales

f'_c	f_y	E_s	ε_{cu}	ε_y
$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$		
280	4200	$2 \cdot 10^6$	0.003	0.0021

f'_c : resistencia a compresión del concreto
 f_y : esfuerzo de fluencia del acero
 E_s : módulo de elasticidad del acero
 ε_{cu} : deform. unit. del concreto
 ε_y : deform. unit. por fluencia del acero

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 250998.01 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

E_c : módulo de elasticidad del concreto

- Diseño por flexión

Nota:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

condición de diseño por resistencia (E.060-Cap. 8)

considerando:

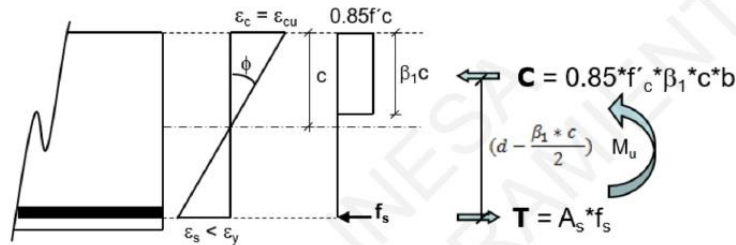
$$M_u = \phi \cdot M_n$$

donde,

$$M_n = \rho \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

Ec. 1

demostración



$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 2}$$

equilibrio:

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

despejando a:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

sabemos que la cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Remplazando en la Ec. 2:

$$M_n = (\rho \cdot b \cdot d) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_n = \rho \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \Rightarrow \text{resulta la Ec. 1}$$

Entonces, despejando la cuantía (ρ) de refuerzo de la Ec. 1

$$\left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \rho^2 - \rho + \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} = 0$$

Ecuación cuadrática con ρ como variable.

para el momento negativo (M_{un})

$$\phi := 0.9 \quad M_{un} = 38.64 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{un}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.1081$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{un}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.0049$$

por tanto, $\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.0049$

área de acero requerido, $A_s := \rho \cdot b \cdot d = 14.44 \text{ cm}^2$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s_min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 8.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.060, 10-3})$$

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Ok"
"Ok"	
else	
"Usa A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

factor β_1 :

$$\beta_1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{also if } f'_c > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \max \left(1.05 - 0.714 \cdot \frac{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{1000}, 0.65 \right) \end{array} \right. \end{array} \right\| = 0.85$$

cuantía balanceada:

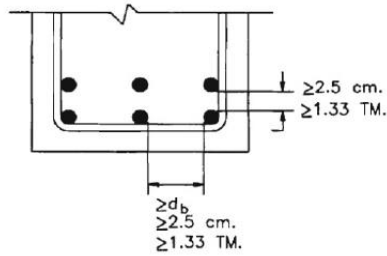
$$\rho_b := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) = 0.0283$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 62.9 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A_s "	

Cálculo del número de Barillas a instalar



TM.=Tamaño máximo del agregado grueso.

espaciamiento mínimo entre varillas

No.	Diámetro nominal		Área nominal	
	mm	in	mm ²	in ²
2	6.4	1/4	32	0.05
2.5	7.9	5/16	49	0.08
3	9.5	3/8	71	0.11
4	12.7	1/2	127	0.20
5	15.9	5/8	199	0.31
6	19.1	3/4	287	0.44
7	22.2	7/8	387	0.60
8	25.4	1	507	0.79

área de acero requerido A_s :

área y diámetro de barras de refuerzo en concreto armado

$$A_s = 14.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\#6} := 2.87 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\#6}} = 5.03$$

$$\Rightarrow \quad N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 6$$

$$N_{barras} \cdot A_{s\#6} = 17.22 \text{ cm}^2$$

para el momento positivo (M_{up})

$$\phi := 0.9 \quad M_{up} = 32.25 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \cdot \left(\frac{M_{up}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2}\right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)} = 0.109$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right) \cdot \left(\frac{M_{up}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2}\right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)} = 0.004$$

por tanto, $\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.004$

área de acero requerido, $A_s := \rho \cdot b \cdot d = 11.96 \text{ cm}^2$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s_min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot b \cdot d = 8.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.060, 10-3})$$

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Ok"
"Ok"	
else	
"Usa A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

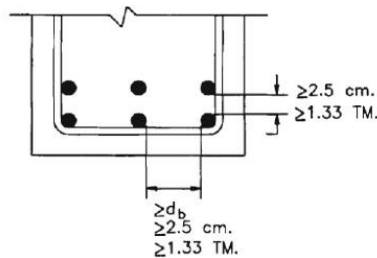
$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 62.9 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A_s "	

Cálculo del número de Barillas a instalar



TM.=Tamaño máximo del agregado grueso.

espaciamiento mínimo entre varillas

área de acero requerido A_s :

$$A_s = 11.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\#6} := 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\implies N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\#6}} = 4.17$$

$$\implies N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 5$$

$$N_{barras} \cdot A_{s\#6} = 14.35 \text{ cm}^2$$

No.	Diámetro nominal		Área nominal	
	mm	in	mm ²	in ²
2	6.4	1/4	32	0.05
2.5	7.9	5/16	49	0.08
3	9.5	3/8	71	0.11
4	12.7	1/2	127	0.20
5	15.9	5/8	199	0.31
6	19.1	3/4	287	0.44
7	22.2	7/8	387	0.60
8	25.4	1	507	0.79

área y diámetro de barras de refuerzo en concreto armado

- **Diseño por corte**

cortante de diseño: $V_u = 20 \text{ tonnef}$

factor de reducción de resistencia a corte: $\phi := 0.85$

Nota: $V_u \leq \phi \cdot V_n$ condición de diseño por resistencia (E.060)

considerando:

$$V_u = \phi \cdot V_n \implies V_n = \frac{V_u}{\phi} \implies (V_c + V_s) = \frac{V_u}{\phi} \implies V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

donde:

V_n : resistencia nominal a corte de la viga

V_c : resistencia a corte del concreto

V_s : resistencia a corte del estribo

ϕ : factor de reducción por resistencia

resistencia a corte del concreto:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 26.25 \text{ tonnef}$$

resistencia nominal a corte:

$$V_n := \frac{V_u}{\phi} = 23.53 \text{ tonnef}$$

cortante en el estribo:

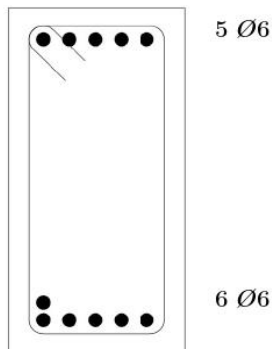
$$V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = -2.72 \text{ tonnef}$$

Estribo simple:

$$A_{est} := 2 \left(\frac{\pi \cdot \left(\frac{3}{8} \cdot \text{in} \right)^2}{4} \right) = 1.43 \text{ cm}^2$$

espaciamiento:

$$S := \frac{2 \cdot A_{est} \cdot f_y}{V_s} \cdot d = -325.49 \text{ cm}$$



DISEÑO DE ZAPATAS

$$P_{3SIS} := 1.4 P_{3CM} + 1.7 P_{3CV} = 150.12 \text{ tonnef}$$

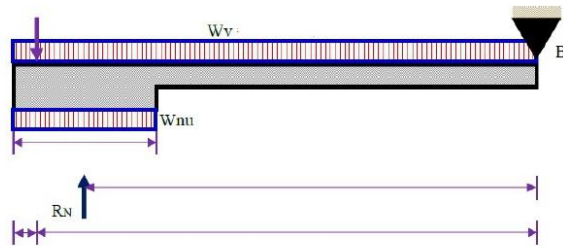
$$P_{4SIS} := 1.4 P_{4CM} + 1.7 P_{4CV} = 126.5 \text{ tonnef}$$

$$P_{3UDL} := 1.25 (P_{3CM} + P_{3CV}) + P_{3CS} = 205.01 \text{ tonnef}$$

$$P_{4UDL} := 1.25 (P_{4CM} + P_{4CV}) + P_{4CS} = 174.97 \text{ tonnef}$$

$$P_{u3} := \max(P_{3UDL}, P_{3SIS}) = 205.01 \text{ tonnef}$$

$$P_{u4} := \max(P_{4UDL}, P_{4SIS}) = 174.97 \text{ tonnef}$$



peso específico del concreto

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

peso de la viga

$$W_{viga} := \gamma_c \cdot b \cdot h \cdot \left(L_v - \frac{S_1 + S_2}{2} \right) = 0.69 \text{ tonnef}$$

asumiendo altura de zapata:

$$H_z := 80 \text{ cm}$$

$$W_{z1} := \gamma_c \cdot S_1 \cdot B_1 \cdot H_z = 14.52 \text{ tonnef}$$

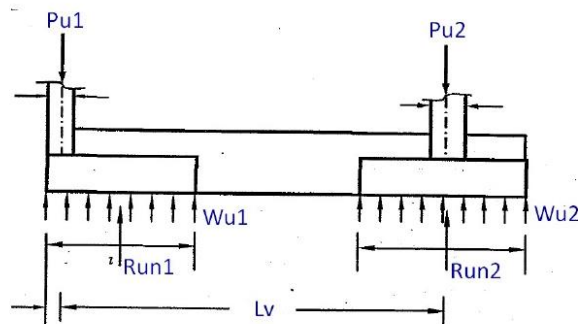
$$W_{z2} := \gamma_c \cdot S_2 \cdot B_2 \cdot H_z = 12.98 \text{ tonnef}$$

equilibrio de momentos en B:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_{NU1} := \frac{P_{u3} \cdot L_v + W_{viga} \cdot \left(L_v - \frac{S_1}{2} \right) + W_{z1} \cdot L_v}{L_v} = 219.75 \text{ tonnef}$$

$$R_{NU2} := (P_{u4} + P_{u3} + W_{z1} + W_{z2} + W_{viga}) - R_{NU1} = 188.42 \text{ tonnef}$$



Presión en la zapata exterior:

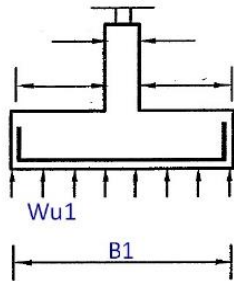
$$W_{U1} := \frac{R_{NU1}}{S_1 \cdot B_1} = 29.06 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Presión en la zapata interior:

$$W_{U2} := \frac{R_{NU2}}{B_2} = 72.47 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Diseño de zapata exterior

Diseño por flexión:



	b_z	d_z	r	ϕ_{bl}	ϕ_c
	(in)		(in)		
S_1	$h_z - 7.5 \text{ cm}$	3	$\frac{5}{8}$	0.85	

b_z : ancho de análisis de la zapata

d_z : peralte efectivo de la zapata

ϕ_{bl} : diámetro de la barra longitudinal

ϕ_c : factor de reducción de resistencia a corte

$$W_{U1} = 29.06 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad b_z = 2.75 \text{ m} \quad d_z = 72.5 \text{ cm}$$

el momento es tomado a la cara de la viga

$$l_V := \frac{B_1 - b}{2} = 117.5 \text{ cm}$$

$$M_{U1} := \frac{(W_{U1} \cdot b_z) \cdot l_V^2}{2} = 55.16 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

calculando el acero de refuerzo:

$$\phi := 0.9 \quad M_{U1} = 55.16 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{U1}}{\phi \cdot f_y \cdot b_z \cdot d_z^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.112$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{U1}}{\phi \cdot f_y \cdot b_z \cdot d_z^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.001$$

por tanto,

$$\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.001$$

área de acero requerido,

$$A_s := \rho \cdot b_z \cdot d_z = 20.31 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s_{min}} := (0.0018) \cdot b_z \cdot d_z = 35.89 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.060, 10-3})$$

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Usar A_{s_min} "
"Ok"	
else	
"Usar A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b_z \cdot d_z$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b_z \cdot d_z = 423.67 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A_s "	

área de acero requerido A_s :

$A_s :=$ if $A_s < A_{s_min}$	= 35.89 cm^2
A_{s_min}	
else if $A_s > A_{s_max}$	
"Falla Frágil"	
else	
A_s	

$$A_{s_varilla} := \frac{\pi \cdot \phi_{bl}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s_varilla}} = 18.13$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 19$$

$$N_{barras} \cdot A_{s_varilla} = 37.61 \text{ cm}^2$$

$$S_{bl} := \frac{B_1 - 2 \cdot r - \phi_{bl}}{N_{barras} - 1} = 14.34 \text{ cm}$$

$$S_{bl} := \text{Floor}(S_{bl}, 5 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

• verificación por corte a flexión

cortante de diseño:

$$V_u := (W_{U1} \cdot S_1) \cdot (l_V - d_z) = 35.96 \text{ tonnef}$$

factor de reducción de
resistencia a corte:

$$\phi_c := 0.85$$

Nota:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

condición de diseño por
resistencia (E.060)

considerando:

$$V_u < \phi \cdot V_n \quad \implies \quad V_n > \frac{V_u}{\phi} \quad \implies \quad V_c > \frac{V_u}{\phi}$$

donde:

V_n : resistencia nominal a corte de la viga

V_c : resistencia a corte del concreto

ϕ : factor de reducción por resistencia

resistencia a corte del concreto:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_z \cdot d_z = 176.82 \text{ tonnef}$$

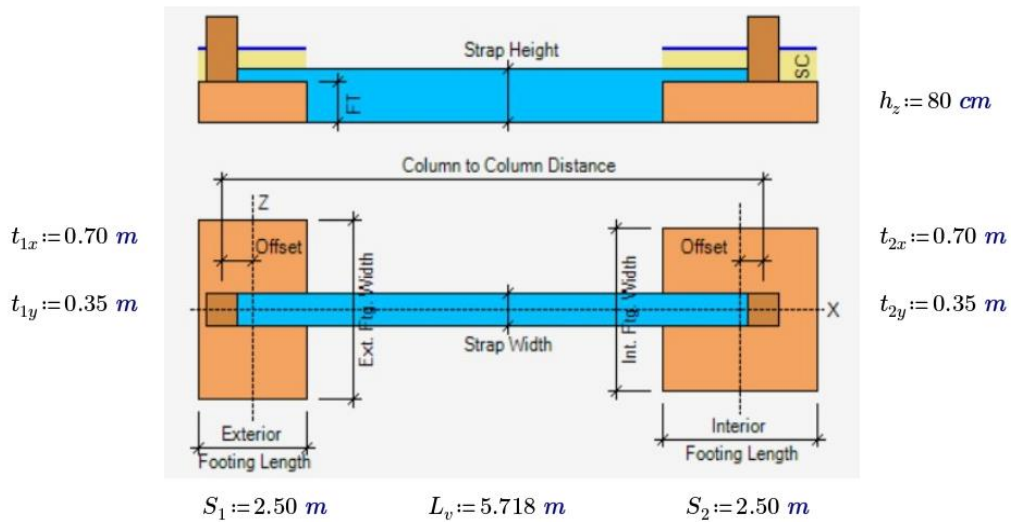
verificación de resistencia a corte:

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{V_u}{\phi_c} < V_c \\ \quad \parallel \text{ "Ok" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Incrementar hz" } \end{array} \right| = \text{"Ok"}$$

Viga VC- Eje C/1-2

$$q_{adm} := 1.5 \frac{kgf}{cm^2}$$

P_{1CM} (tonnef)	P_{1CV} (tonnef)	P_{1CS} (tonnef)	P_{2CM} (tonnef)	P_{2CV} (tonnef)	P_{2CS} (tonnef)
21.77	0.055	15.97	18.33	2.76	55.24

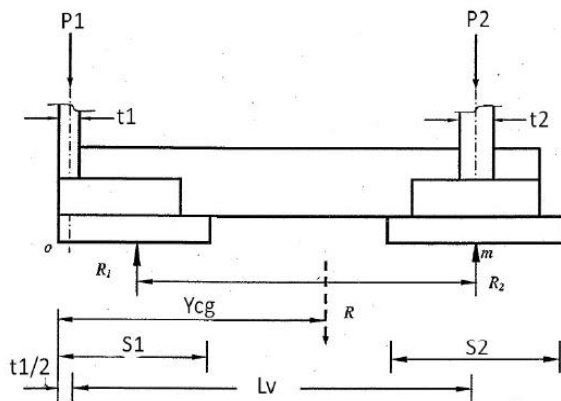


Paso 1: estimación de las dimensiones de las zapatas

Cargas de servicio

$$P_{1s} := P_{1CM} + P_{1CV}$$

$$P_{2s} := P_{2CM} + P_{2CV}$$



El peso de la viga, de la zapata y de suelo sobre la base se puede estimar como el 10% de la carga de servicio.

$$P_{total} := 1.1 \cdot (P_{1s} + P_{2s}) = 47.21 \text{ tonnef}$$

El área total de la zapata bajo la columna C1 y C2, requerida :

$$Area := \frac{P_{total}}{q_{adm}} = 3.15 \text{ m}^2$$

para determinar el ancho de las zapatas, las reacciones en las zapatas serán calculando momento respecto a R2.

$$R_1 := \frac{1.1 \cdot P_{1s} \cdot (L_v)}{L_v} = 24.01 \text{ tonnef}$$

$$B_1 := \frac{R_1}{q_{adm} \cdot S_1} = 0.64 \text{ m}$$

entonces: $B_1 := 2.50 \text{ m}$

$$R_2 := P_{total} - R_1 = 23.2 \text{ tonnef}$$

$$B_2 := \frac{R_2}{q_{adm} \cdot S_2} = 0.62 \text{ m}$$

entonces: $B_2 := 2.50 \text{ m}$

verificación de la presión:

zapata exterior: $\sigma_1 := \frac{R_1}{S_1 \cdot B_1} = 0.38 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ if $(\sigma_1 < q_{adm}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$

zapata interior: $\sigma_2 := \frac{R_2}{S_2 \cdot B_2} = 0.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ if $(\sigma_2 < q_{adm}, \text{"Ok"}, \text{"No"}) = \text{"Ok"}$

ubicación de la resultante (y):

$$y_R := \frac{P_{1s} \cdot \frac{S_1}{2} + P_{2s} \cdot \left(\frac{S_1}{2} + L_v\right)}{P_{1s} + P_{2s}} = 4.06 \text{ m}$$

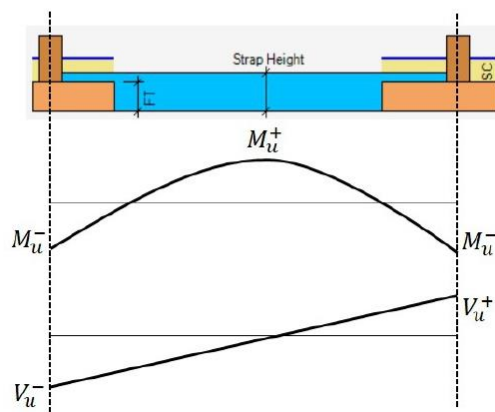
$$L_t := \frac{S_1}{2} + L_v + \frac{S_2}{2} = 8.22 \text{ m}$$

para asegurar una distribución uniforme de presiones en el suelo, el c.g. de la zapata conectada debe coincidir con la resultante, con una dispersión del 10% es aceptable.

$$y_{cg} := \frac{(S_1 \cdot B_1) \cdot \frac{S_1}{2} + (S_2 \cdot B_2) \cdot \left(\frac{S_1}{2} + L_v\right)}{S_1 \cdot B_1 + S_2 \cdot B_2} = 4.11 \text{ m}$$

Paso 2: Diseño de la viga de conexión

- Cargas Factoradas



M_{un}	M_{up}	V_u
(tonnef · m)	(tonnef · m)	(tonnef)
15.53	51.64	17

M_{un} : máximo momento negativo.

M_{up} : máximo momento positivo.

V_u : máximo cortante

- Pre-dimensionado de viga de conexión

peralte (h):

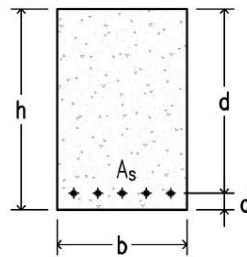
$$h := \frac{L_v}{7} = 81.69 \text{ cm}$$

base (b):

$$b := \frac{P_{1s}}{31 \cdot L_v} = 1.23 \frac{1}{\text{cm}} \cdot \text{kgf}$$

b	h	d'
(cm)	(cm)	(cm)
35	80	6

b : ancho de viga
h : peralte de viga
d' : ubicación del acero longitudinal
As : área de acero longitudinal a calcular



$$d := h - d' = 74 \text{ cm}$$

d: peralte efectivo

- Propiedades mecánicas de los materiales

f'_c	f_y	E_s	ϵ_{cu}	ϵ_y
$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$	$\left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right)$		
280	4200	$2 \cdot 10^6$	0.003	0.0021

f'_c : resistencia a compresión del concreto
 f_y : esfuerzo de fluencia del acero
 E_s : módulo de elasticidad del acero
 ϵ_{cu} : deform. unit. del concreto
 ϵ_y : deform. unit. por fluencia del acero

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 250998.01 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

E_c : módulo de elasticidad del concreto

- Diseño por flexión

Nota:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

condición de diseño por resistencia (E.060-Cap. 8)

considerando:

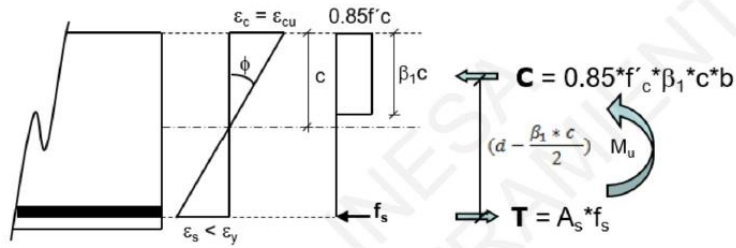
$$M_u = \phi \cdot M_n$$

donde,

$$M_n = \rho \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

Ec. 1

demonstración



$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec. 2}$$

equilibrio:

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

despejando a:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

sabemos que la cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Remplazando en la Ec. 2:

$$M_n = (\rho \cdot b \cdot d) \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

$$M_n = \rho \cdot f_y \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad \Rightarrow \text{resulta la Ec. 1}$$

Entonces, despejando la cuantía (ρ) de refuerzo de la Ec. 1

$$\left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \rho^2 - \rho + \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} = 0$$

Ecuación cuadrática con ρ como variable.

para el momento negativo (M_{un})

$$\phi := 0.9 \quad M_{un} = 15.53 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{un}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.1108$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{un}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.0022$$

por tanto,

$$\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.0022$$

área de acero
requerido,

$$A_s := \rho \cdot b \cdot d = 5.66 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s_min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 7.22 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.060, 10-3})$$

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Usa A_{s_min} "
"Ok"	
else	
"Usa A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

factor β_1 :

$$\beta_1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| 0.85 \right. \\ \text{also if } f'_c > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \max \left(1.05 - 0.714 \cdot \frac{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}}{1000}, 0.65 \right) \right. \end{array} \right\| = 0.85$$

cuantía balanceada:

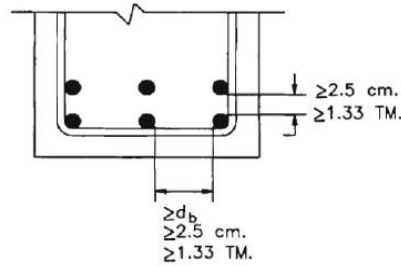
$$\rho_b := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) = 0.0283$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 55.04 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A_s "	

Cálculo del número de Barillas a instalar



TM.=Tamaño máximo del agregado grueso.

espaciamiento mínimo entre varillas

área de acero requerido A_s :

$$A_s = 5.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\#6} := 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\#6}} = 1.97$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 2$$

$$N_{barras} \cdot A_{s\#6} = 5.74 \text{ cm}^2$$

No.	Diámetro nominal		Área nominal	
	mm	in	mm ²	in ²
2	6.4	1/4	32	0.05
2.5	7.9	5/16	49	0.08
3	9.5	3/8	71	0.11
4	12.7	1/2	127	0.20
5	15.9	5/8	199	0.31
6	19.1	3/4	287	0.44
7	22.2	7/8	387	0.60
8	25.4	1	507	0.79

área y diámetro de barras de refuerzo en concreto armado

para el momento positivo (M_{up})

$$\phi := 0.9 \quad M_{up} = 51.64 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c}\right) \cdot \left(\frac{M_{up}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2}\right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c}\right)} = 0.1053$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c}\right) \cdot \left(\frac{M_{up}}{\phi \cdot f_y \cdot b \cdot d^2}\right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f_c}\right)} = 0.0076$$

por tanto, $\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.0076$

área de acero requerido, $A_s := \rho \cdot b \cdot d = 19.8 \text{ cm}^2$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s\min} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 7.22 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.060, 10-3})$$

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Ok"
"Ok"	
else	
"Usa A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

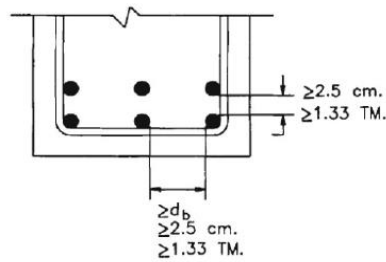
$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 55.04 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A's"	

Cálculo del número de Barillas a instalar



TM.=Tamaño máximo del agregado grueso.

espaciamiento mínimo entre varillas

área de acero requerido A_s :

$$A_s = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\#6} := 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\implies N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s\#6}} = 6.9$$

$$\implies N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 7$$

$$N_{barras} \cdot A_{s\#6} = 20.09 \text{ cm}^2$$

No.	Diámetro nominal		Área nominal	
	mm	in	mm ²	in ²
2	6.4	1/4	32	0.05
2.5	7.9	5/16	49	0.08
3	9.5	3/8	71	0.11
4	12.7	1/2	127	0.20
5	15.9	5/8	199	0.31
6	19.1	3/4	287	0.44
7	22.2	7/8	387	0.60
8	25.4	1	507	0.79

área y diámetro de barras de refuerzo en concreto armado

• Diseño por corte

cortante de diseño:

$$V_u = 17 \text{ tonnef}$$

factor de reducción de resistencia a corte:

$$\phi := 0.85$$

Nota:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

condición de diseño por resistencia (E.060)

considerando:

$$V_u = \phi \cdot V_n \quad \Rightarrow \quad V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad \Rightarrow \quad (V_c + V_s) = \frac{V_u}{\phi} \quad \Rightarrow \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

donde:

V_n : resistencia nominal a corte de la viga

V_c : resistencia a corte del concreto

V_s : resistencia a corte del estribo

ϕ : factor de reducción por resistencia

resistencia a corte del concreto:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d = 22.97 \text{ tonnef}$$

resistencia nominal a corte:

$$V_n := \frac{V_u}{\phi} = 20 \text{ tonnef}$$

cortante en el estribo:

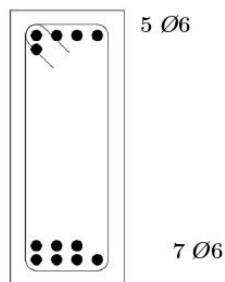
$$V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = -2.97 \text{ tonnef}$$

Estribo simple:

$$A_{est} := 2 \left(\frac{\pi \cdot \left(\frac{3}{8} \cdot \text{in} \right)^2}{4} \right) = 1.43 \text{ cm}^2$$

espaciamiento:

$$S := \frac{2 \cdot A_{est} \cdot f_y}{V_s} \cdot d = -298.3 \text{ cm}$$



DISEÑO DE ZAPATAS

$$P_{1SIS} := 1.4 P_{1CM} + 1.7 P_{1CV} = 30.57 \text{ tonnef}$$

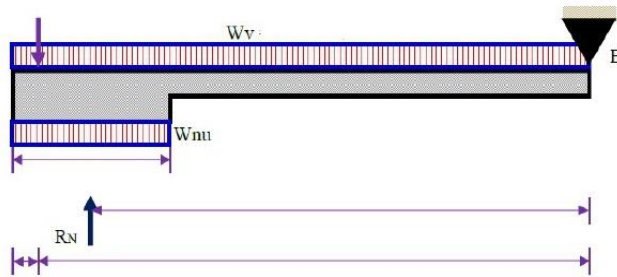
$$P_{2SIS} := 1.4 P_{2CM} + 1.7 P_{2CV} = 30.35 \text{ tonnef}$$

$$P_{1UDL} := 1.25 (P_{1CM} + P_{1CV}) + P_{1CS} = 43.25 \text{ tonnef}$$

$$P_{2UDL} := 1.25 (P_{2CM} + P_{2CV}) + P_{2CS} = 81.6 \text{ tonnef}$$

$$P_{u1} := \max(P_{1UDL}, P_{1SIS}) = 43.25 \text{ tonnef}$$

$$P_{u2} := \max(P_{2UDL}, P_{2SIS}) = 81.6 \text{ tonnef}$$



peso específico del concreto

asumiendo altura de zapata:

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$H_z := 80 \text{ cm}$$

peso de la viga

$$W_{z1} := \gamma_c \cdot S_1 \cdot B_1 \cdot H_z = 12 \text{ tonnef}$$

$$W_{viga} := \gamma_c \cdot b \cdot h \cdot \left(L_v - \frac{S_1 + S_2}{2} \right) = 2.16 \text{ tonnef}$$

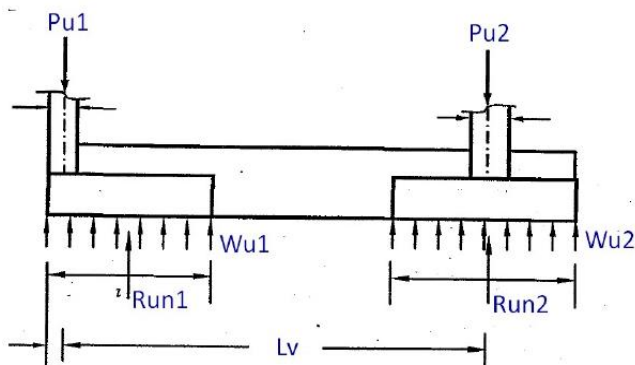
$$W_{z2} := \gamma_c \cdot S_2 \cdot B_2 \cdot H_z = 12 \text{ tonnef}$$

equilibrio de momentos en B:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_{NU1} := \frac{P_{u1} \cdot L_v + W_{viga} \cdot \left(\frac{L_v - S_1}{2} \right) + W_{z1} \cdot L_v}{L_v} = 56.1 \text{ tonnef}$$

$$R_{NU2} := (P_{u2} + P_{u1} + W_{z1} + W_{z2} + W_{viga}) - R_{NU1} = 94.92 \text{ tonnef}$$



Presión en la zapata exterior:

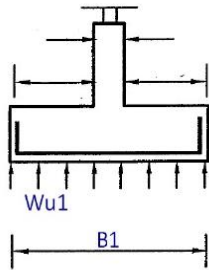
$$W_{U1} := \frac{R_{NU1}}{S_1 \cdot B_1} = 8.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Presión en la zapata interior:

$$W_{U2} := \frac{R_{NU2}}{B_2} = 37.97 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Diseño de zapata exterior

Diseño por flexión:



	b_z	d_z	r	ϕ_{bl}	ϕ_c
	(in)	(in)			
S_1	$h_z - 7.5 \text{ cm}$	3	$\frac{5}{8}$	0.85	

b_z : ancho de análisis de la zapata

d_z : peralte efectivo de la zapata

ϕ_{bl} : diámetro de la barra longitudinal

ϕ_c : factor de reducción de resistencia a corte

$$W_{U1} = 8.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad b_z = 2.5 \text{ m} \quad d_z = 72.5 \text{ cm}$$

el momento es tomado a la cara de la viga

$$l_V := \frac{B_1 - b}{2} = 107.5 \text{ cm}$$

$$M_{U1} := \frac{(W_{U1} \cdot b_z) \cdot l_V^2}{2} = 12.97 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

calculando el acero de refuerzo:

$$\phi := 0.9 \quad M_{U1} = 12.97 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\rho_1 := \frac{-(-1) + \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{U1}}{\phi \cdot f_y \cdot b_z \cdot d_z^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.1127$$

$$\rho_2 := \frac{-(-1) - \sqrt{(-1)^2 - 4 \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right) \cdot \left(\frac{M_{U1}}{\phi \cdot f_y \cdot b_z \cdot d_z^2} \right)}}{2 \cdot \left(0.59 \cdot \frac{f_y}{f'_c} \right)} = 0.0003$$

por tanto, $\rho := \min(\rho_1, \rho_2) = 0.0003$

área de acero requerido, $A_s := \rho \cdot b_z \cdot d_z = 4.74 \text{ cm}^2$

Verificación del acero mínimo:

$$A_{s_min} := (0.0018) \cdot b_z \cdot d_z = 32.63 \text{ cm}^2 \quad (\text{E.060, 10-3})$$

por tanto:

if $A_s \geq A_{s_min}$	= "Usar A_{s_min} "
"Ok"	
else	
"Usar A_{s_min} "	

Verificación del acero máximo:

$$A_{s_max} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b_z \cdot d_z$$

por tanto:

$$A_{s_max} := 0.75 \cdot \rho_b \cdot b_z \cdot d_z = 385.16 \text{ cm}^2$$

if $A_s \leq A_{s_max}$	= "Ok-falla ductil"
"Ok-falla ductil"	
else	
"Usar A_s "	

área de acero requerido A_s :

$A_s :=$ if $A_s < A_{s_min}$	= 32.63 cm^2
A_{s_min}	
else if $A_s > A_{s_max}$	
"Falla Frágil"	
else	
A_s	

$$A_{s_varilla} := \frac{\pi \cdot \phi_{bl}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \frac{A_s}{A_{s_varilla}} = 16.48$$

$$\Rightarrow N_{barras} := \text{ceil}(N_{barras}) = 17$$

$$N_{barras} \cdot A_{s_varilla} = 33.65 \text{ cm}^2$$

$$S_{bl} := \frac{B_1 - 2 \cdot r - \phi_{bl}}{N_{barras} - 1} = 14.57 \text{ cm}$$

$$S_{bl} := \text{Floor}(S_{bl}, 5 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

• verificación por corte a flexión

cortante de diseño:

$$V_u := (W_{U1} \cdot S_1) \cdot (l_V - d_z) = 7.85 \text{ tonnef}$$

factor de reducción de resistencia a corte:

$$\phi_c := 0.85$$

Nota:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

condición de diseño por resistencia (E.060)

considerando:

$$V_u < \phi \cdot V_n$$

\Rightarrow

$$V_n > \frac{V_u}{\phi}$$

\Rightarrow

$$V_c > \frac{V_u}{\phi}$$

donde:

V_n : resistencia nominal a corte de la viga

V_c : resistencia a corte del concreto

ϕ : factor de reducción por resistencia

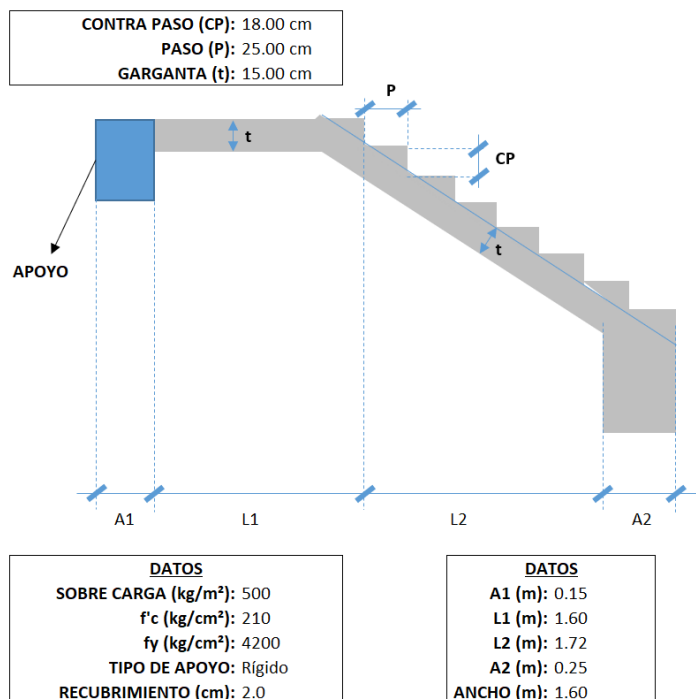
resistencia a corte del concreto:

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_z \cdot d_z = 160.74 \text{ tonnef}$$

verificación de resistencia a corte:

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{V_u}{\phi_c} < V_c \\ \quad \parallel \text{ "Ok" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Incrementar hz" } \end{array} \Bigg| = \text{"Ok"}$$

Anexo 14:
Diseño de escaleras



Preliminarmente, fueron definidas las propiedades mecánicas de los materiales, la geometría de la escalera. Luego, el metrado de cargas.

$$\cos(\theta) = \frac{\bar{P}}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = \frac{25}{\sqrt{18^2 + 25^2}} = 0.8115$$

$$hm = \frac{t}{\cos} + \frac{CP}{2} = \frac{15}{0.8115} + 9 = 27.4835 \text{ cm}$$

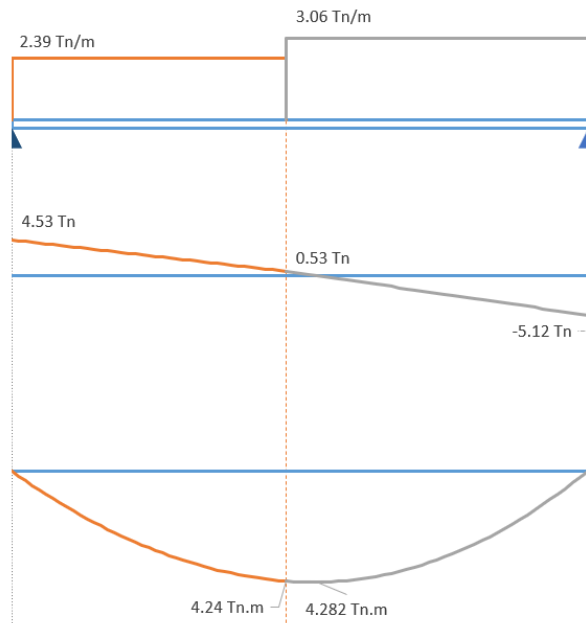
PARA LA ESCALERA

DETALLE	PESO Y	ALTURA	ANCHO	F.M.	TOTAL
PESO PROPIO:	2.40 Tn/m ³	0.274835 m	1.600 m	1.4	1.48 Tn/m
ACABADO:	0.10 Tn/m ²	-	1.600 m	1.4	0.22 Tn/m
S/C	0.50 Tn/m ²	-	1.600 m	1.7	1.36 Tn/m
TOTAL:					3.06 Tn/m

PARA EL DESCANSO

DETALLE	PESO Y	ALTURA	ANCHO	F.M.	TOTAL
PESO PROPIO:	2.40 Tn/m ³	0.150 m	1.60 m	1.4	0.81 Tn/m
ACABADO:	0.10 Tn/m ²	-	1.60 m	1.4	0.22 Tn/m
S/C	0.50 Tn/m ²	-	1.60 m	1.7	1.36 Tn/m
TOTAL:					2.39 Tn/m

Determinación del momento último de diseño.



CARGA
DISTRIBUIDA EN
VIGA
SIMPLEMENTE
APOYADA

DIAGRAMA DE
FUERZAS
CORTANTES

DIAGRAMA DE
MOMENTOS
FLECTORES

El Momento Ultimo será igual a:

$$M_u = 4.282 \text{ tn.m}$$

Determinación del acero por flexión

Determinando el Peralte Efectivo.

$$d = t - \left(r + \frac{\phi}{2} \right) = 15 - \left(2 + \frac{1.27}{2} \right) = 12.365 \text{ cm}$$

Determinando el Refuerzo Positivo de Acero

$$A_s(+) = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s(+) f_y}{0.85 f'_c b}$$

a (cm)	As(+) (cm ²)
2.473	10.1802714
1.49709873	9.75264763
1.43421289	9.72632084
1.4303413	9.72470466
1.43010363	9.72460547
1.43008904	9.72459938
1.43008814	9.724599
1.43008809	9.72459898
1.43008809	9.72459898
1.43008809	9.72459898
1.43008809	9.72459898
1.43008809	9.72459898

El Área de refuerzo será igual a: $A_s(+) = 9.725 \text{ cm}^2$

Determinando el Refuerzo Negativo de Acero.

$$A_s(-) = \frac{A_s(+)}{3} = \frac{9.725}{3} = 4.862 \text{ cm}^2$$

Determinando el Refuerzo de Acero mínimo.

$$A_{s \min} = 0.0018(d)(b) = 0.0018 (12.365)(160) = 3.561 \text{ cm}^2$$

Determinando el Refuerzo de temperatura.

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018(t)(b) = 0.0018(15)(100) = 2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente se considerara:

$$A_{s(+)} = 9.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = 4.86 \text{ cm}^2$$

$$V_{ud} = V_{\max} - (w_u)(d) = 5.121 - 3.062(0.124) = 4.742 \text{ tn}$$

$$V_{ud}' = V_{ud}(\cos \theta) = 4.742(0.812) = 3.848 \text{ tn}$$

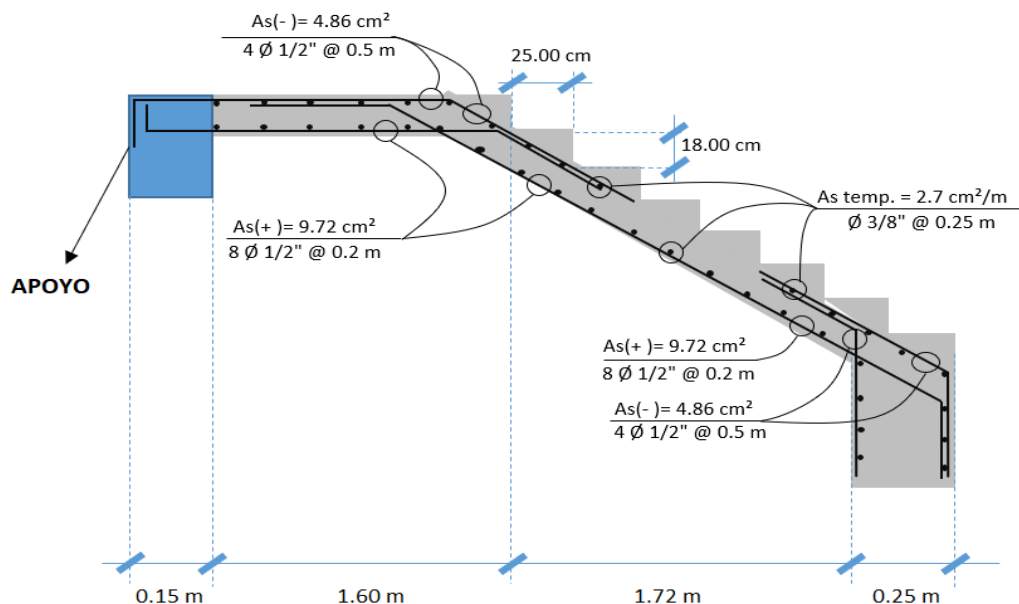
$$V_n = V_{ud}' / \phi = \frac{3.848}{0.85} = 4.528 \text{ tn}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d = 0.53(v210)(160)(12.365) = 15194.962 \text{ kg} = 15.194962 \text{ tn}$$

$V_n < V_c$ (cumple, el concreto absorbe el corte)

Finalmente, se seleccionan el diámetro de acero comercial a utilizar y se muestra el detalle de refuerzo.

$A_{s(+)} = 1/2"$	▼	→ 8 Ø 1/2" @ 0.2 m
$A_{s(-)} = 1/2"$	▼	→ 4 Ø 1/2" @ 0.5 m
$A_{s \text{ temp.}} = 3/8"$	▼	→ Ø 3/8" @ 0.25 m



Detallado del refuerzo en escaleras.

Con lo que se decidió reforzar la escalera con acero a flexión Ø1/2''@15 cm c/c y los aceros transversales Ø3/8''@20 cm c/c.

Anexo 15:

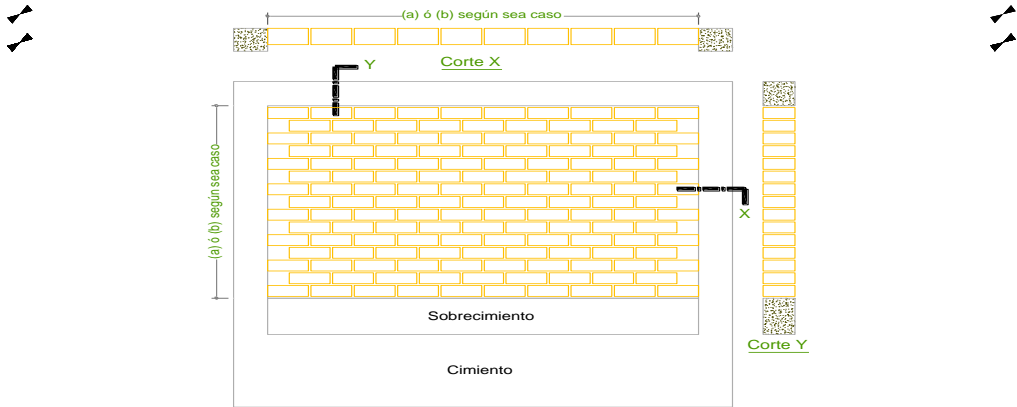
Diseño de tabiquería no portante

El diseño del tabique, parapeto o cerco mostrado corresponde al eje

0.70	Factor Sísmico	(0.8 Z U C1)
193.1	w_a	(kg/m ²)

0.45	Z
1.50	U
1.30	C1 (Norma E.030 Diseño Sismoresistente)
1800	kg/m ³ (Peso Específico de Albañilería)
2000	kg/m ³ (Peso Específico Mortero sin Cal)
13.0	cm. (Espesor Ladrillo de Albañilería)
2.0	cm. (Espesor Total Tarrajeo)
0.15	m. (Espesor de Muro incluye Tarrajeo)
274.0	kg/m ²
275.0	kg/m ²

66.0 M_s (kg/m por metro de muro) = $m w_a^2$



2.650	a metros menor dimensión del paño
2.600	b

0.981 b/a

b/a m (cuatro bordes arriostros)

1.20	0.0627
1.40	0.0755
0.981	0.04869

0.049	m
2.00	f_t kg/cm ² Esf. Admisible en Tracción Alb. Simple (para carga sísmica x1.33)
2817	cm ³ bt ² /6 Módulo de Sección para 100 cm. de muro
2.34	kg/cm ² Esfuerzo Actuante en Tracción por Sismo

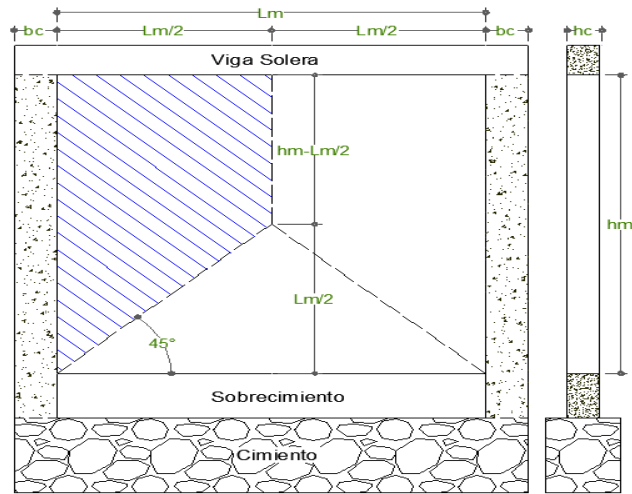
2.34 kgf/cm² : σ

Error

Diseño de la Columna de Arriostre

Datos:

bc =	0.25 m	Lm =	2.70 m	hm - (Lm/2) =	1.250 m
hc =	0.13 m	hm =	2.60 m		
Rec.+ Ø/2 =	0.03 m	Lm/2 =	1.350 m		
d =	0.100 m	hm/2 =	1.300		



Peso Propio de Albañilería tarrajada = 274.0 Kg/m²
 Peso Propio de Concreto tarrajado = 352.0 Kg/m²

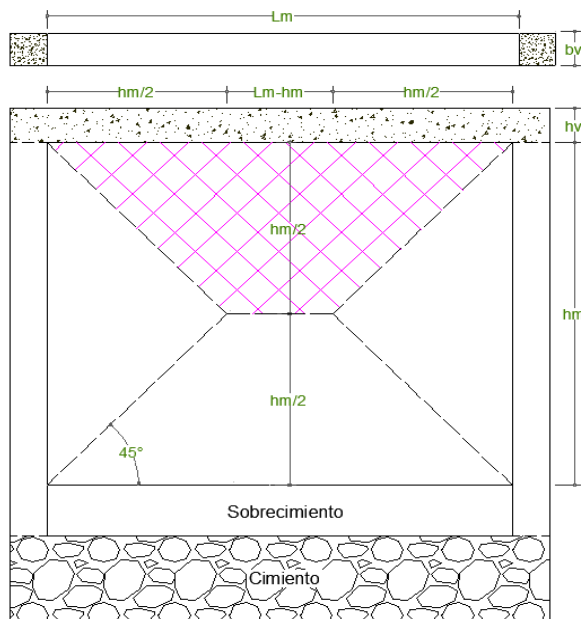
$W_a = 192.3 \text{ Kg/m}^2$ $A_s = 5.07 \text{ cm}^2$ **usar:**
 $W_c = 247.1 \text{ Kg/m}^2$ $T = 21,282 \text{ Kg}$ $4 \text{ } \varnothing \text{ 1/2}$ $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $\gamma = 1.25$ Factor Q. Factorada **Col: 25x13 cm²** $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $W_{ua} = 324.6 \text{ kg/m}$
 $W_{uc} = 77.2 \text{ kg/m}$ Igualando T = C

Apoyo : Volado D/C
 $M_u = 1260 \text{ Kg-m}$ $C = 0.85 * f'_c * B * a$ $M_r = 1459 \text{ Kg-m}$ Ok 0.86
 $V_u = 826 \text{ Kg}$ $a = 4.77 \text{ cm}$ $V_c = 1632 \text{ Kg}$ Ok 0.51

Diseño de la Viga de Arriestre

Datos:

$b_v = 0.130 \text{ m}$ $L_m = 2.000 \text{ m}$ $L_m - L_m = -0.100 \text{ m}$
 $h_v = 0.200 \text{ m}$ $h_m = 2.100 \text{ m}$
 $L_v = 2.500 \text{ m}$ $L_m/2 = 1.000 \text{ m}$
 $Rec = 0.03 \text{ m}$ $h_m/2 = 1.050$
 $d = 0.170 \text{ m}$



Metrado de Cargas:

a) Carga del muro: $W_{eq} = w \cdot s / 3 \cdot (3 - m^2) / 2$
 $W_{eq} = 166.6 \text{ Kg/m}$

b) Peso propio de la viga: $W_v = 43.8 \text{ Kg/m}$

CARGA TOTAL (W_t): $W_t = 210.4 \text{ Kg/m}$

Momento Máximo Actuante ($M_{m\acute{a}x}$):

$M_{m\acute{a}x} = 1/8 \cdot W_t \cdot L^2$

$M_{m\acute{a}x} = 105.2 \text{ Kg-m}$

$M_u = 105.2 \text{ Kg-m}$

$h = 13 \text{ cm}$

$R = \text{rec} + db/2 = 3 \text{ cm}$

$b = 20 \text{ cm}$

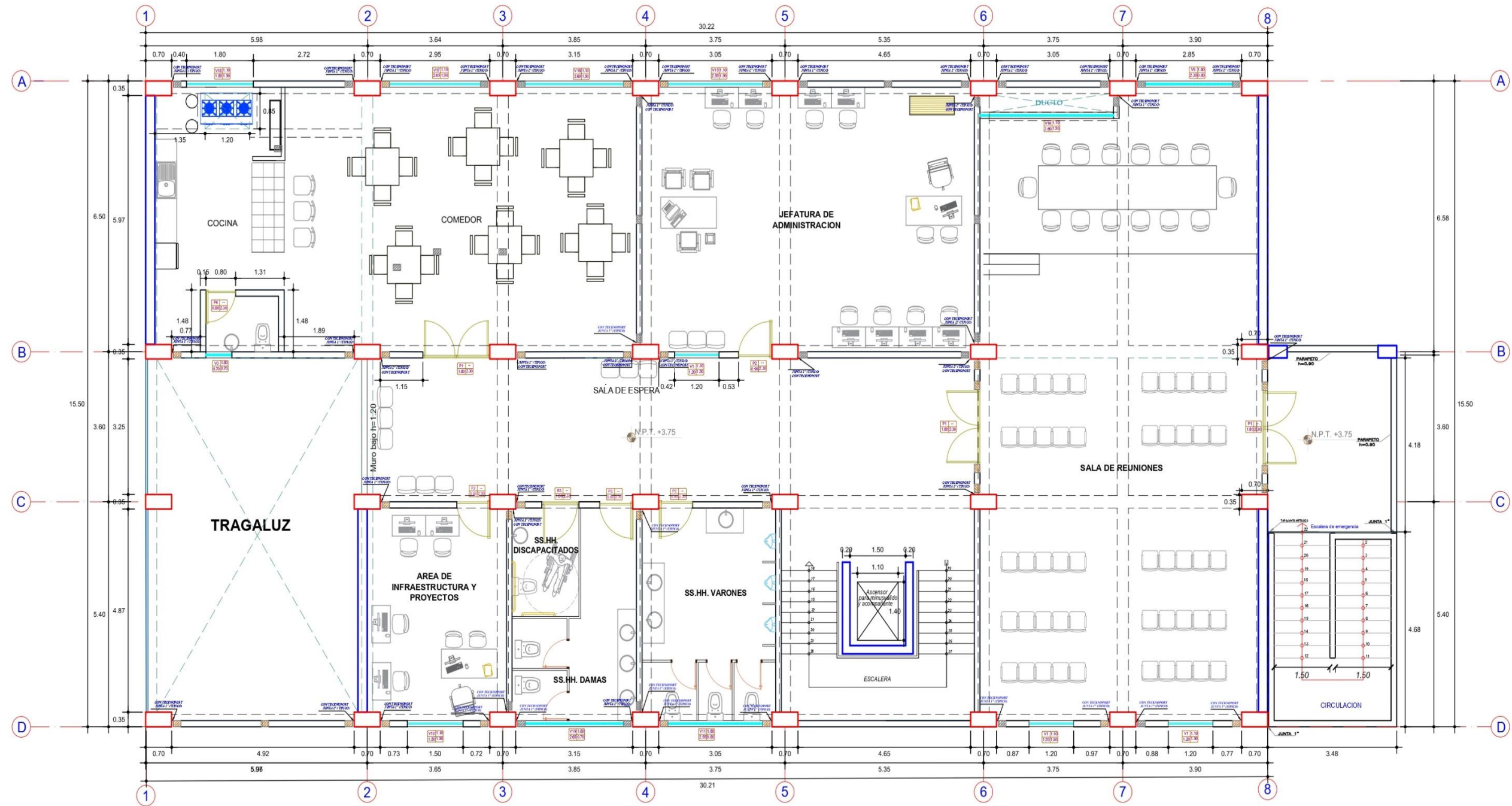
$d = 10 \text{ cm}$

$f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$

$f_v = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

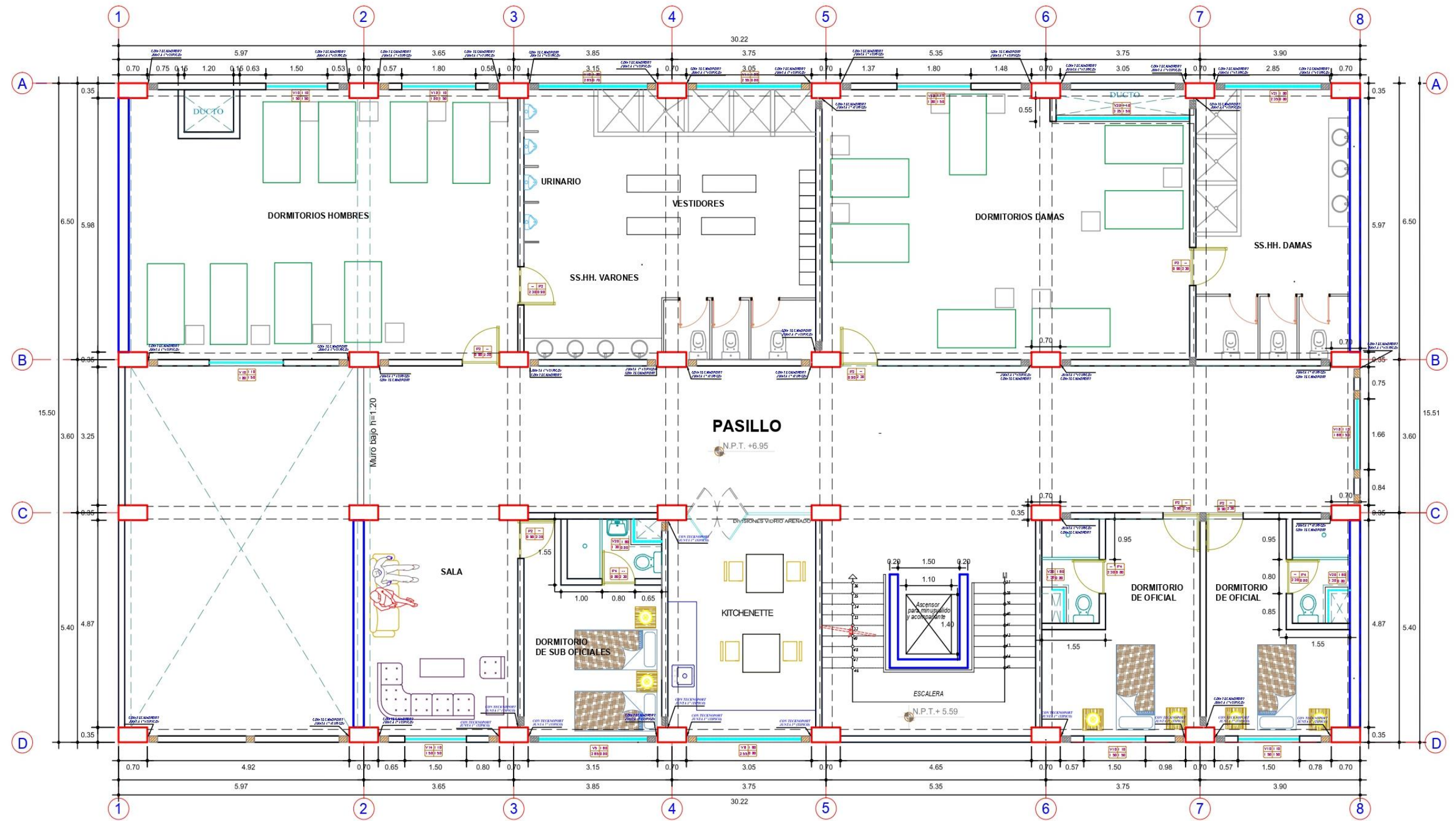
$p = 0.001$

$A_s = 0.28 \text{ cm}^2$



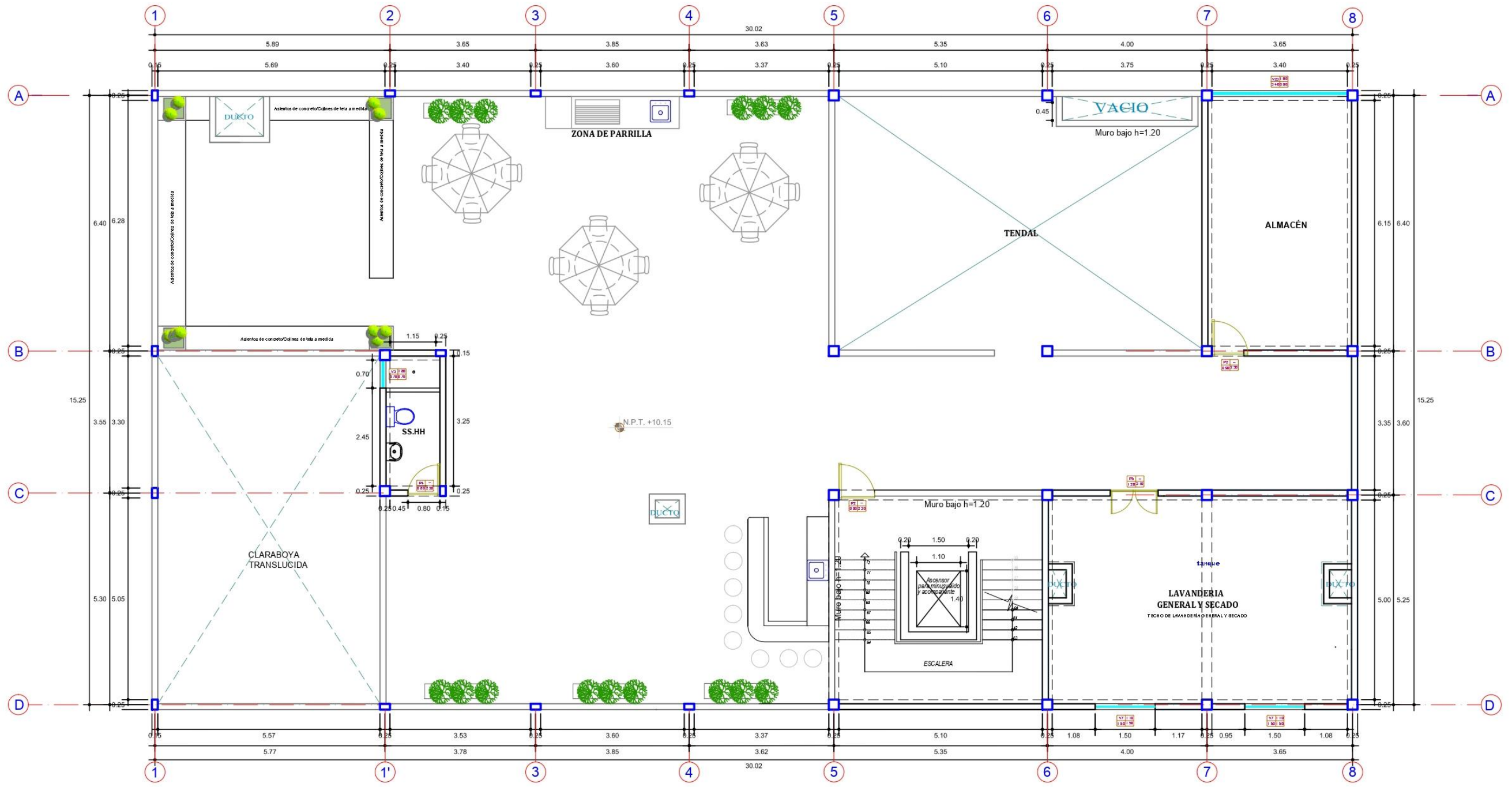
SEGUNDO NIVEL

	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"	DISEÑADA POR: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT	ESCALA: 1/50
	PLANEO DE: PLANTA SEGUNDO PISO - ARQUITECTURA	FECHA: SETIEMBRE 2022	A-2
	UBICACIÓN: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTOCAD: E.L.CH.G.	ESCALA: 1/50
	UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA		



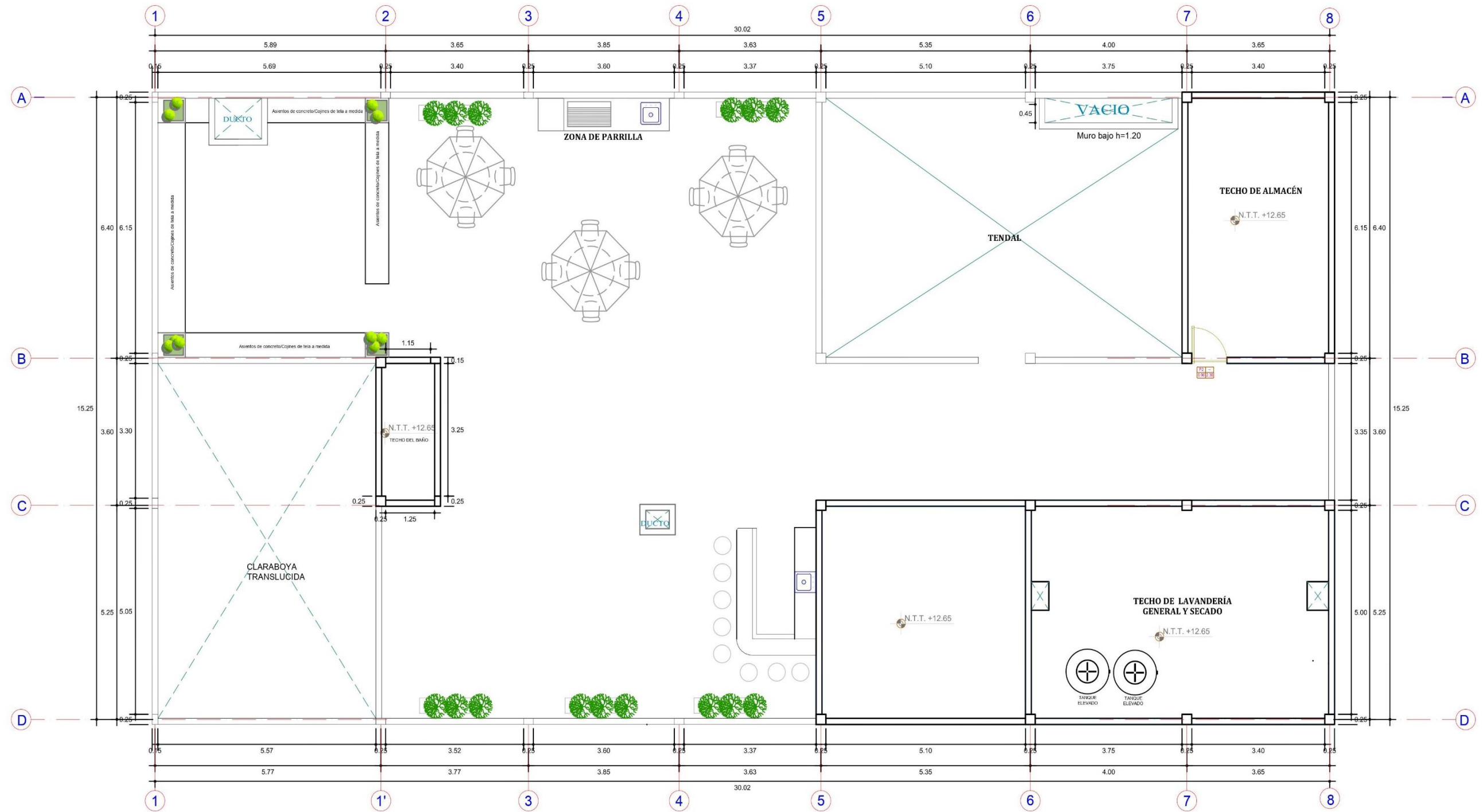
TERCER NIVEL

	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"	LÁMINA: 3/6
	TITULAR: CHAVEZ BELLO, KATHERINE LISSETT	A-3
	PLANO DE: PLANTA TERCER PISO - ARQUITECTURA	
	INSTITUCIÓN: DEPARTAMENTO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	FECHA: AGOSTO 2022



AZOTEA

	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"		LÁMINA: 476
	TITULAR: CHAVEZ BELIDO, KATHERINE LISSETT		A-4
	PLANO DE: PLANTA AZOTEA - ARQUITECTURA		
	UBICACIÓN: DEPARTAMENTO DE PASCAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	FECHA: ASESORADO: K. LICH & S. RAMIREZ 2022	ESCALA: 1 / 30



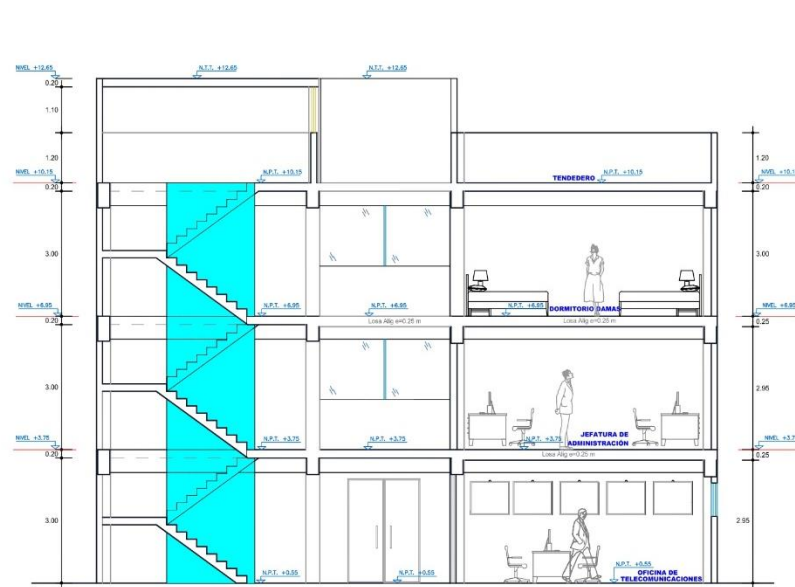
TECHO AZOTEA

	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"	LÁMINA: 5/16
	TESISTA: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT	A-5
	PLANO DE: PLANTA AZOTEA - ARQUITECTURA	
	UBICACIÓN: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	FECHA: AÑO: 2022, MES: SETIEMBRE



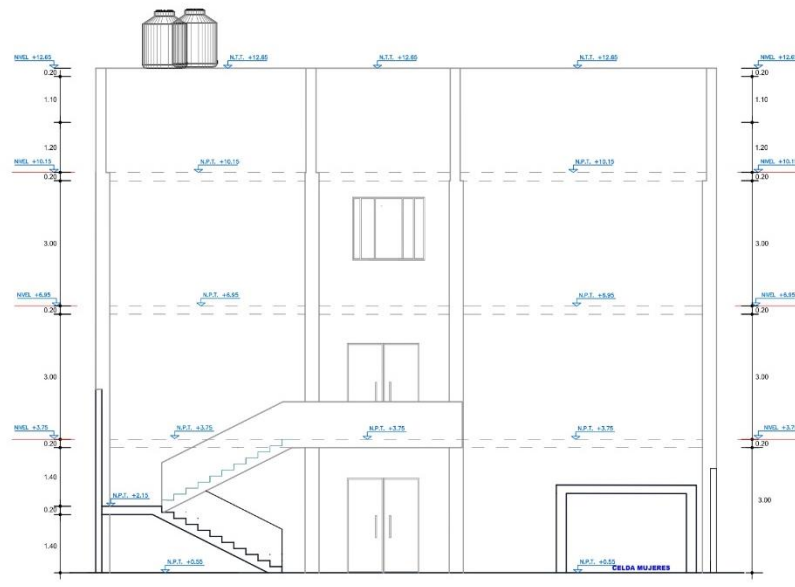
CORTE A-A

Esc 1/75



CORTE B-B

Esc 1/75



CORTE C-C

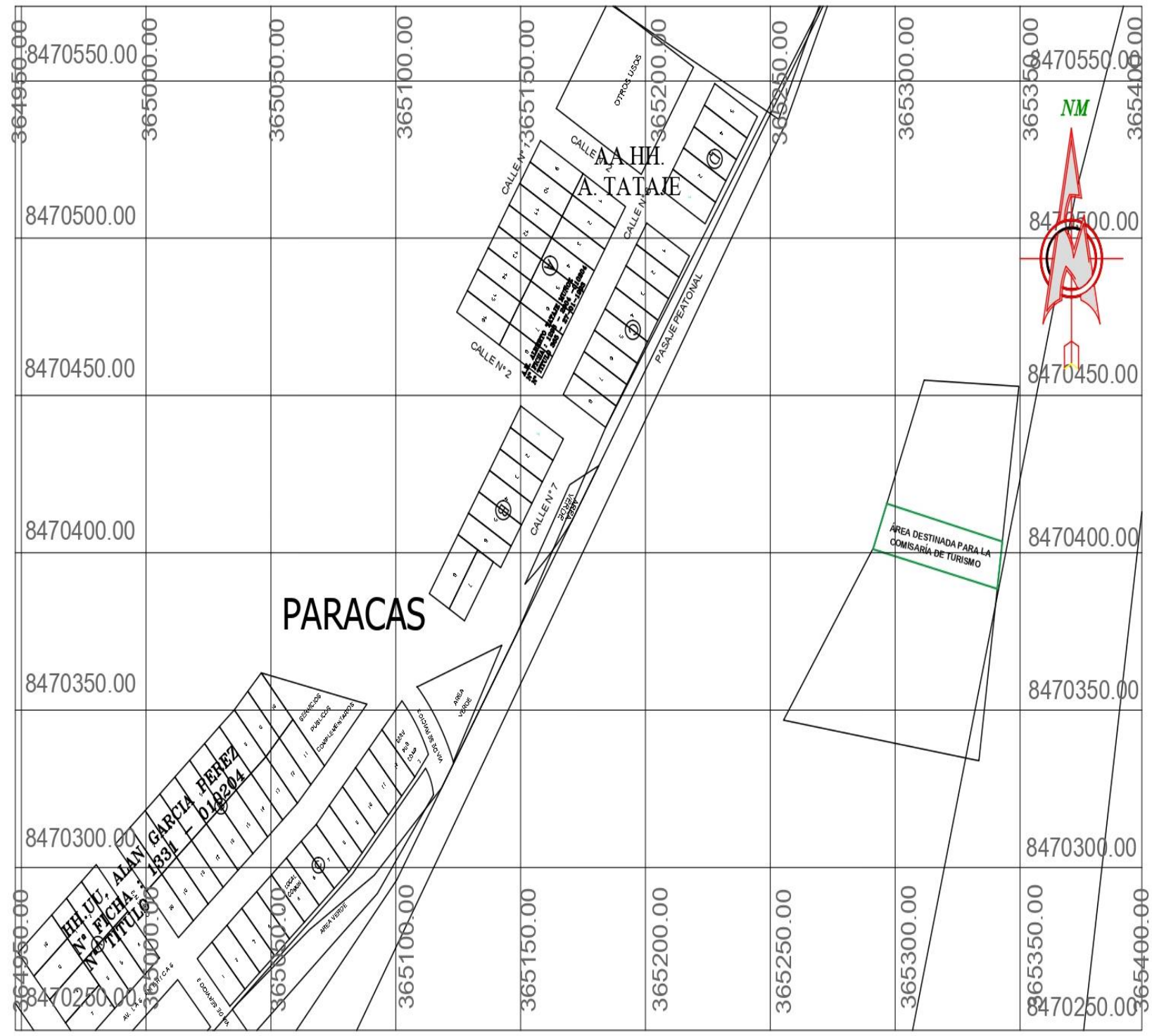
Esc 1/75



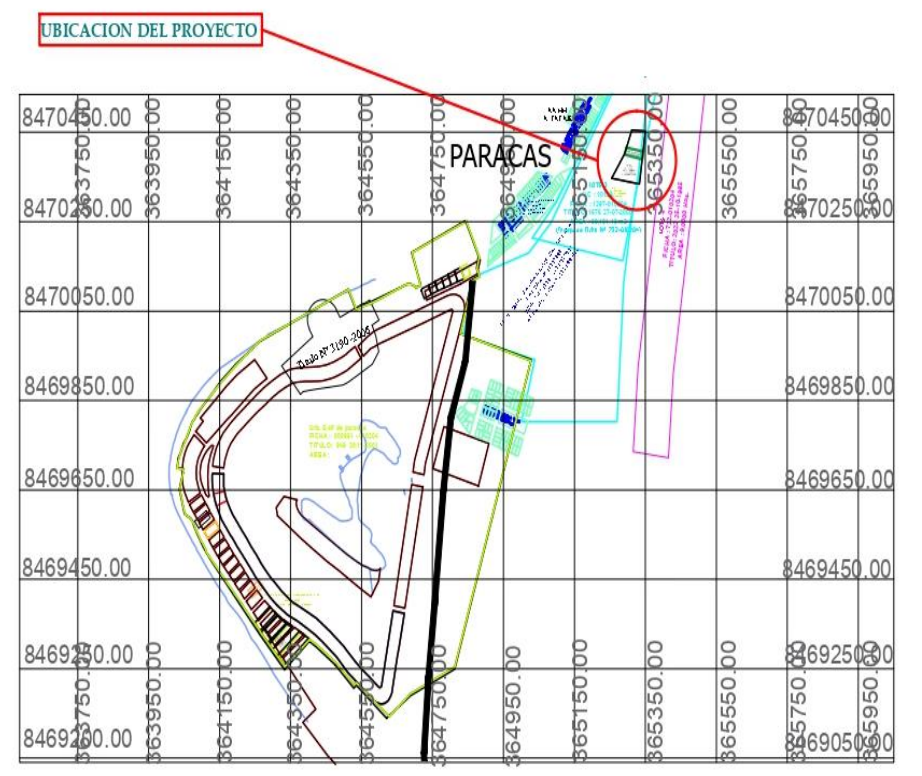
ELEVACION PRINCIPAL

Esc 1/75

	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"	ESCALA: A-6
	TÍTULO: CHÁVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT	FASE: ARQUITECTURA
INSTITUCIÓN: CENTRO DE INVESTIGACIONES E INGENIERÍA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTORES: K.L. CHÁVEZ BELLIDO	FECHA: OCTUBRE 2022



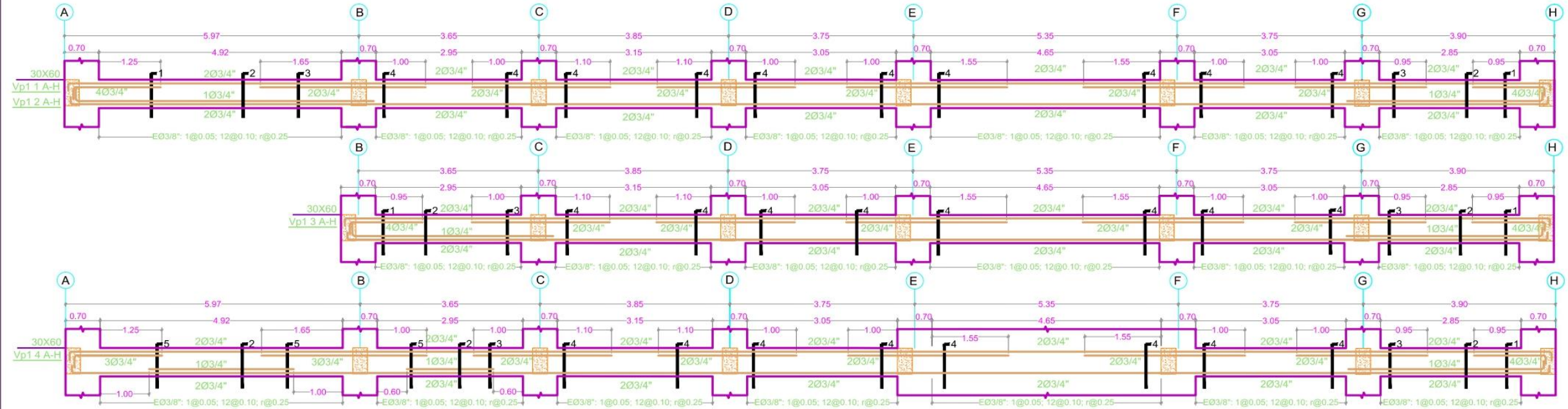
PLANO DE UBICACION
ESCALA: 1/500



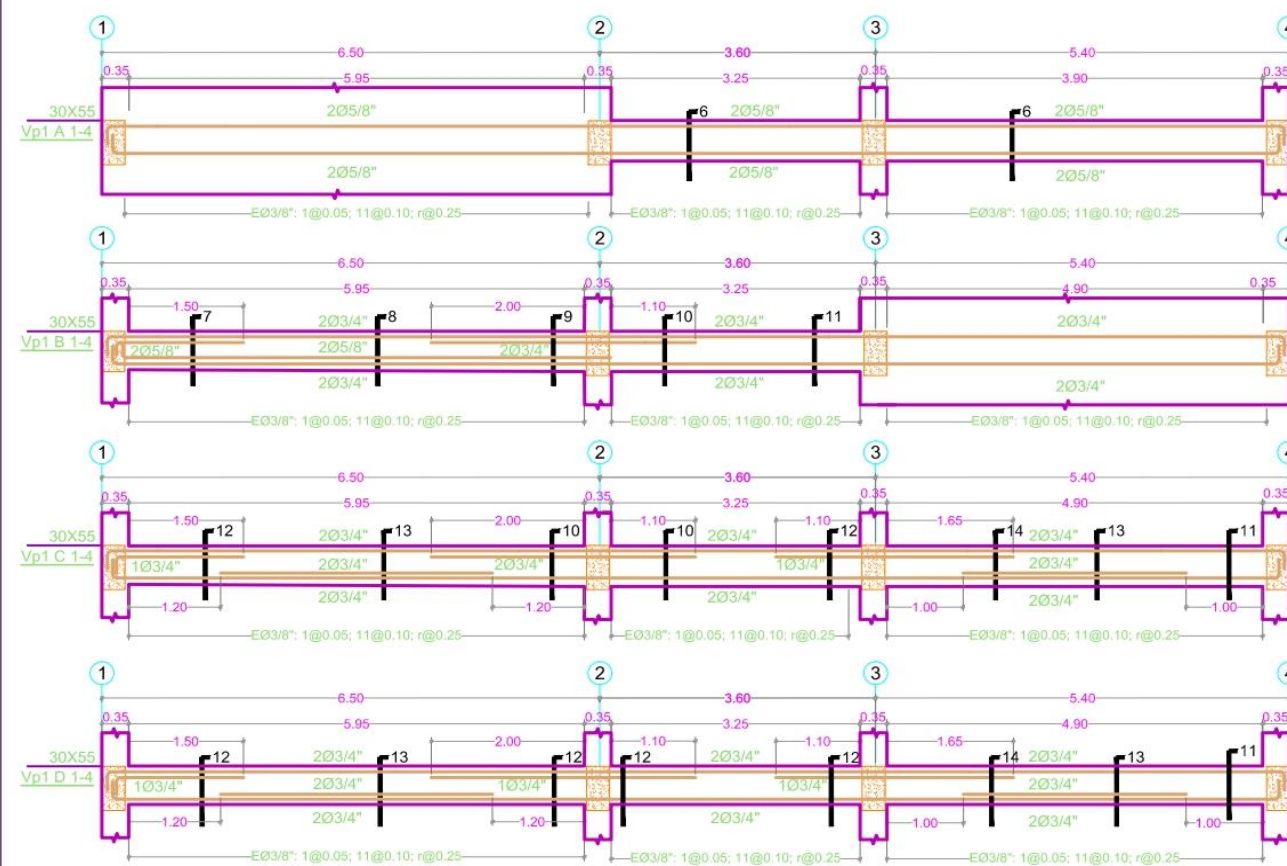
PLANO DE LOCALIZACION
ESCALA: 1/5000

 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL 'SAN LUIS GONZAGA' DE ICA</p>	<p>PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"</p>	LAMINA: 1/1	
	<p>TESISTA: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT</p>	UL-1	
	<p>PLANO DE: UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN</p>		
	<p>UBICACION: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA</p>	<p>AUTOCAD: K.L.CHB</p>	<p>FECHA: SEPTIEMBRE 2022</p>

CORTE Y DETALLES DE VIGAS 1ER PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE X-X

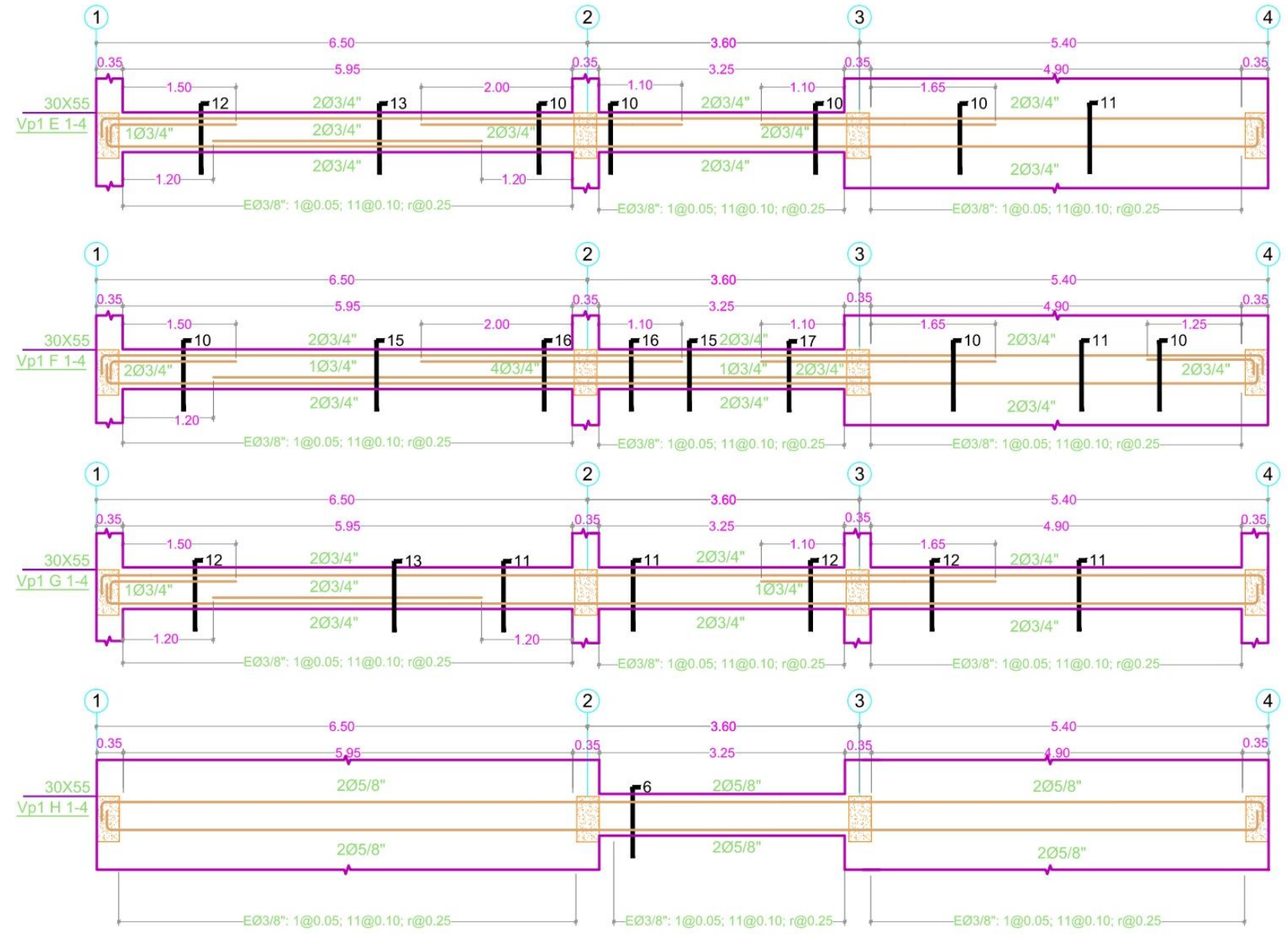


CORTE Y DETALLES DE VIGAS 1ER PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE Y-Y



	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"			CÁRTEL: 3114
	TÍTULO: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT			E-3
	PLANO DE: CORTE Y DETALLES DE VIGAS 1ER PISO - ESTRUCTURAS			
	UBICACIÓN: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTOCAD: K.LCK	FECHA: SEPTIEMBRE 2022	ESCALA: 1/50

CORTE Y DETALLES DE VIGAS 1ER PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE Y-Y



 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL 'SAN LUIS GONZAGA' DE ICA</p>	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"		LAMINA: 4 / 14
	TESISISTA: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT		E-4
	PLANO DE: CORTE Y DETALLES DE VIGAS 1ER PISO - ESTRUCTURAS		
	UBICACION: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTOCAD : K.L.C.H.B	FECHA: SETIEMBRE 2022

SECCIÓN DE VIGAS



DETALLE DE CORTES
Escala 1:20

	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"		E-5
	TÍTULO: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT		
PLANO DE: SECCIÓN DE VIGAS DEL 1ER PISO - ESTRUCTURAS			ESCALA: 1 / 20
UBICACIÓN: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTOCAD: K.L.C.R.	FECHA: SETIEMBRE 2022	



DETALLE DE ESTRIBOS

db	D	L2
M5, M6, #2	4.0	8.0
M8, M10, #3	6.0	12.5
M12, #4	8.0	16.5
#5	10.0	21.0



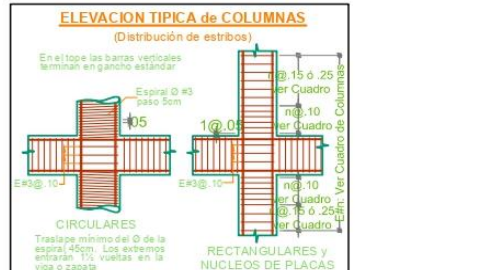
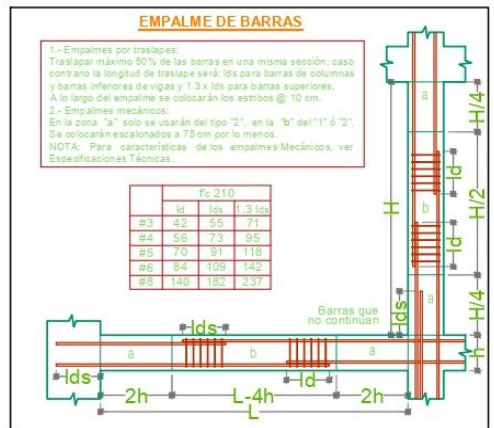
DETALLE DE GANCHOS ESTÁNDAR

db	D	L	L1
#5, M6	4.0	12.0	6.5
#8, M8, 10	6.0	18.0	10.0
#4, M12	8.0	20.0	10.0
#3	10.0	25.0	13.0
#6	11.5	30.0	15.0
#8	15.0	41.0	20.0

EQUIVALENCIAS DE LA ARMADURA

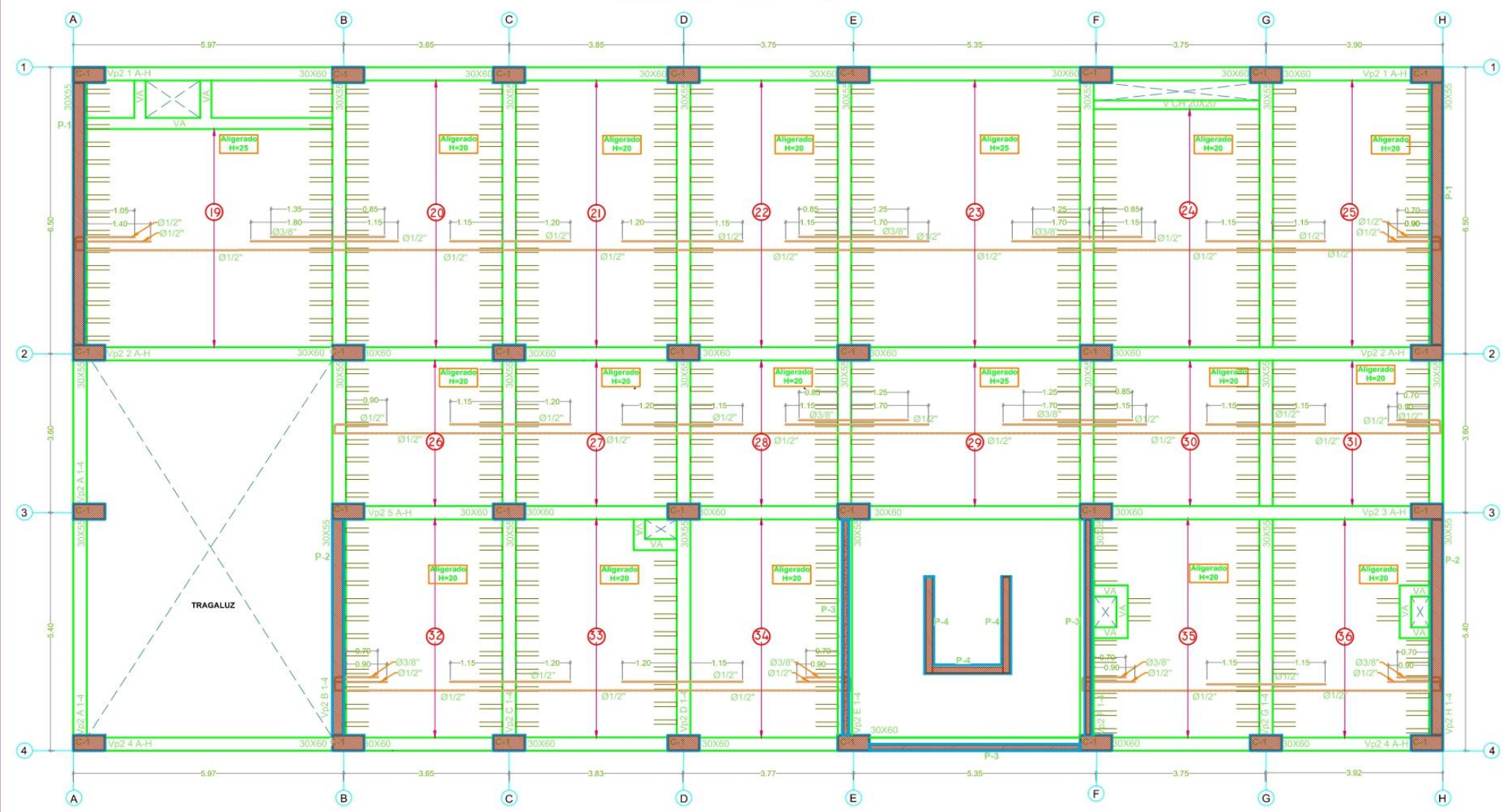
#2	#3	#4	#5	#6	#8
Ø 1/4"	Ø 3/8"	Ø 1/2"	Ø 5/8"	Ø 3/4"	Ø 1"
M5	M6	M8	M10	M12	
Ø 5mm	Ø 6mm	Ø 8mm	Ø 10mm	Ø 12mm	

NOTA: Todo el Ø debe ser corrugado.



- ### ESPECIFICACIONES GENERALES
- CONCRETO CICLOPEO:**
 - SUBCIMENTOS: C:H=1:12+30%P.G. (T.max. 6")
 - CIMENTOS CORRIDOS: C:H=1:10+30%P.G. (T.max. 6")
 - SOBRECIMENTOS: C:H=1:8+25%P.M. (T.max. 3")
 - CONCRETO ARMADO:**

	1er PISO	2do PISO	3er PISO
ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION	280 Kg/cm2		
VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS	280 Kg/cm2	280 Kg/cm2	210 Kg/cm2
PLACAS Y COLUMNAS	280 Kg/cm2	280 Kg/cm2	210 Kg/cm2
COLUMNETAS Y VIGAS DE AMARRE	175 Kg/cm2	175 Kg/cm2	175 Kg/cm2
 - ACERO DE REFUERZO:**
 - ACERO CORRUGADO ASTM A615-G80: fy= 4200 Kg/cm²
 - EMPALMES MECÁNICOS tipo 1: Resistencia ≥ 5.250 Kg/cm²
 - EMPALMES MECÁNICOS tipo 2: Resistencia ≥ Fs (rotura del acero)
 - RECURBIMIENTOS:**
 - a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 7 cm
 - b) Concreto en contacto permanente con la intemperie:
 - Barras #5 ó menores: 4 cm
 - Barras #6 ó mayores: 5 cm
 - c) Concreto no expuesto a la intemperie:
 - Losas macizas, losas aligeradas y vigas chatas: 2 cm
 - Plastras de amarre y vigas soleras: 2 cm
 - Vigas, columnas y placas: 4 cm
 - Mallas electrosoldadas: 1.5 cm
- NOTA: Si en los planos se indica algún recubrimiento, el de los planos manda.



Encofrado Techo 2º N.P.T. +6.95
PABELLÓN COMISARÍA DE TURISMO EN PARACAS
 Escala 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

PROYECTO: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA

INDIA: CHÁVEZ BELLO, KATHERINE LISSETT

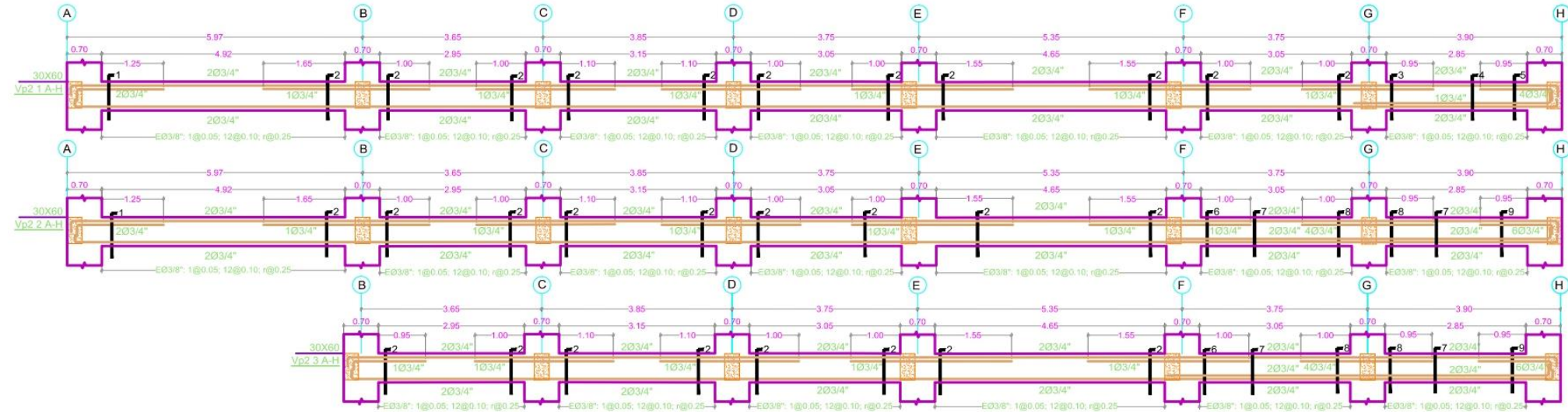
PLANO DE: ENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA 2DO PISO - ESTRUCTURAS

FECHA: 11/09

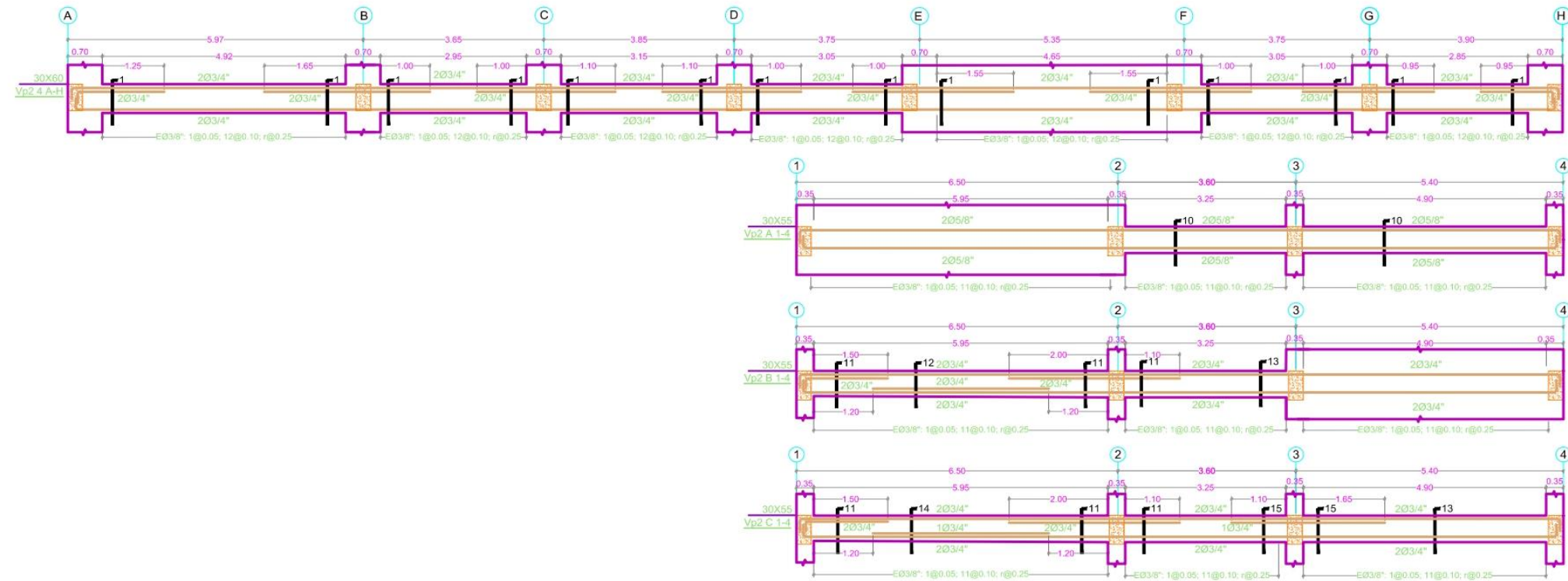
ESCALA: 1/50

E-6

CORTE Y DETALLES DE VIGAS 2DO PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE X-X

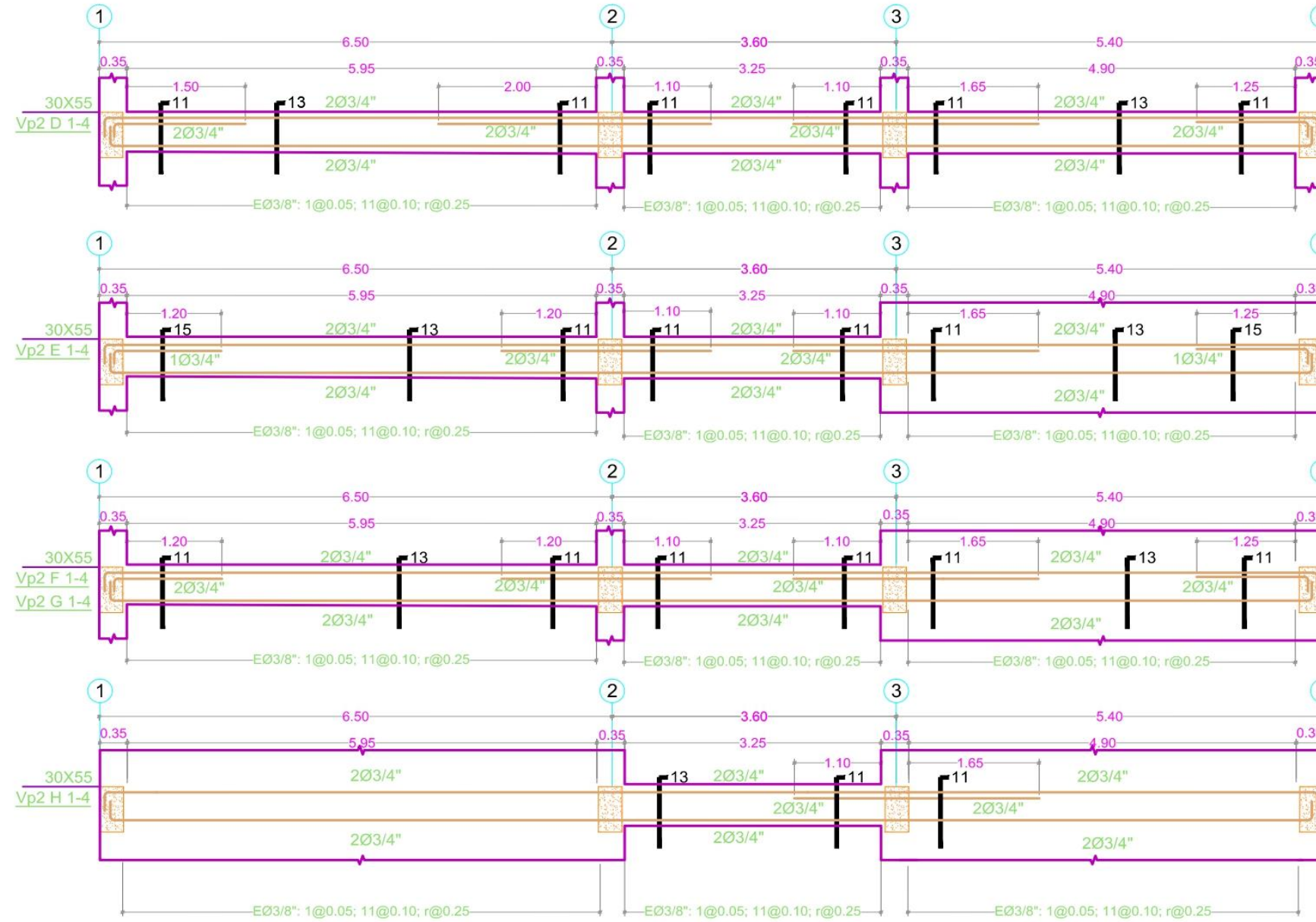



CORTE Y DETALLES DE VIGAS 2DO PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE Y-Y



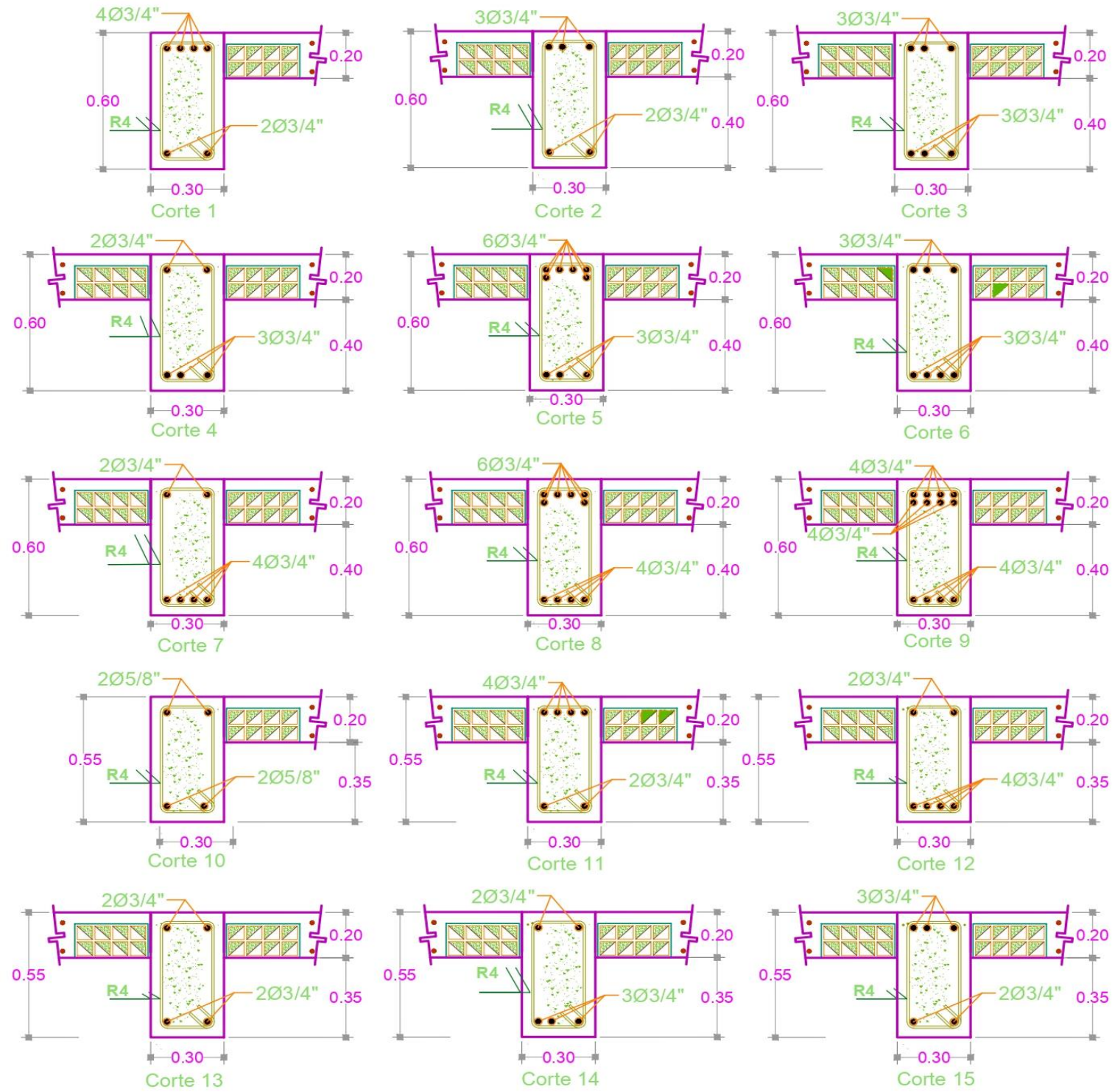
 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE HUA</p>	<p>PROYECTO "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"</p>	<p>LEONARDO 7114</p>
	<p>FECHA CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT</p>	<p>E-7</p>
	<p>PLANO DE CORTE Y DETALLES DE VIGAS 2DO PISO - ESTRUCTURAS</p>	<p>ESCALA 1/50</p>
	<p>UBICACION DISEÑO DE PARACAS PROVINCIA DE PISCO DEPARTAMENTO DE ICA</p>	<p>AUTORIZADO K.L.O.H.</p>

CORTE Y DETALLES DE VIGAS 2DO PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE Y-Y

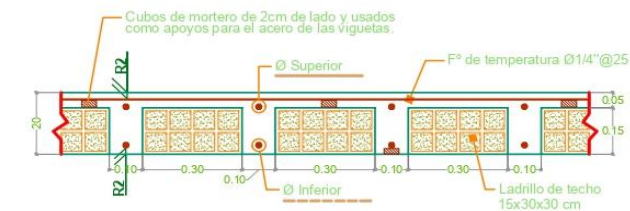
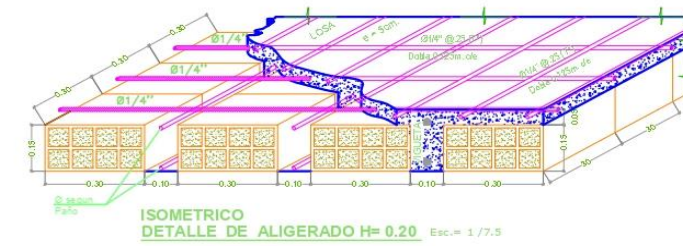


 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA</p>	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"		LAMINA : 8 / 14
	TESISISTA: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT		E-8
	PLANO DE: CORTE Y DETALLES DE VIGAS 2DO PISO - ESTRUCTURAS		
	UBICACION: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTOCAD : K.L.CH.B	FECHA: SETIEMBRE, 2022

SECCIÓN DE VIGAS



DETALLE DE CORTES
Escala 1:20



Nota: El acero de temperatura se coloca en el centro de la losa superior.

DETALLE de ALIGERADO (h = 20)

Escala 1:10

<p>UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA</p>	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"		LAMINA : 9 / 14
	TESISISTA: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT		E-9
	PLANO DE: SECCIÓN DE VIGAS DEL 2DO PISO - ESTRUCTURAS		
	UBICACION: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTOCAD : KL.CHB	FECHA: SEPTIEMBRE, 2022



DETALLE DE ESTRIBOS

Ø	L1	L2
M5, M6, #2	4.0	8.0
M8, M10, #3	6.0	12.5
M12, #4	8.0	16.5
#5	10.0	21.0

CONVENCIONES DE DIBUJO

CLAVE DE RECURRIMIENTOS

- R n = Recubrimiento de n cm en la cara indicada y en la cara opuesta.
- R n = Recubrimiento de n cm en todas las caras.

Caras del concreto

- Gancho estándar en todas las barras
- Gancho estándar perpendicular al plano del dibujo.

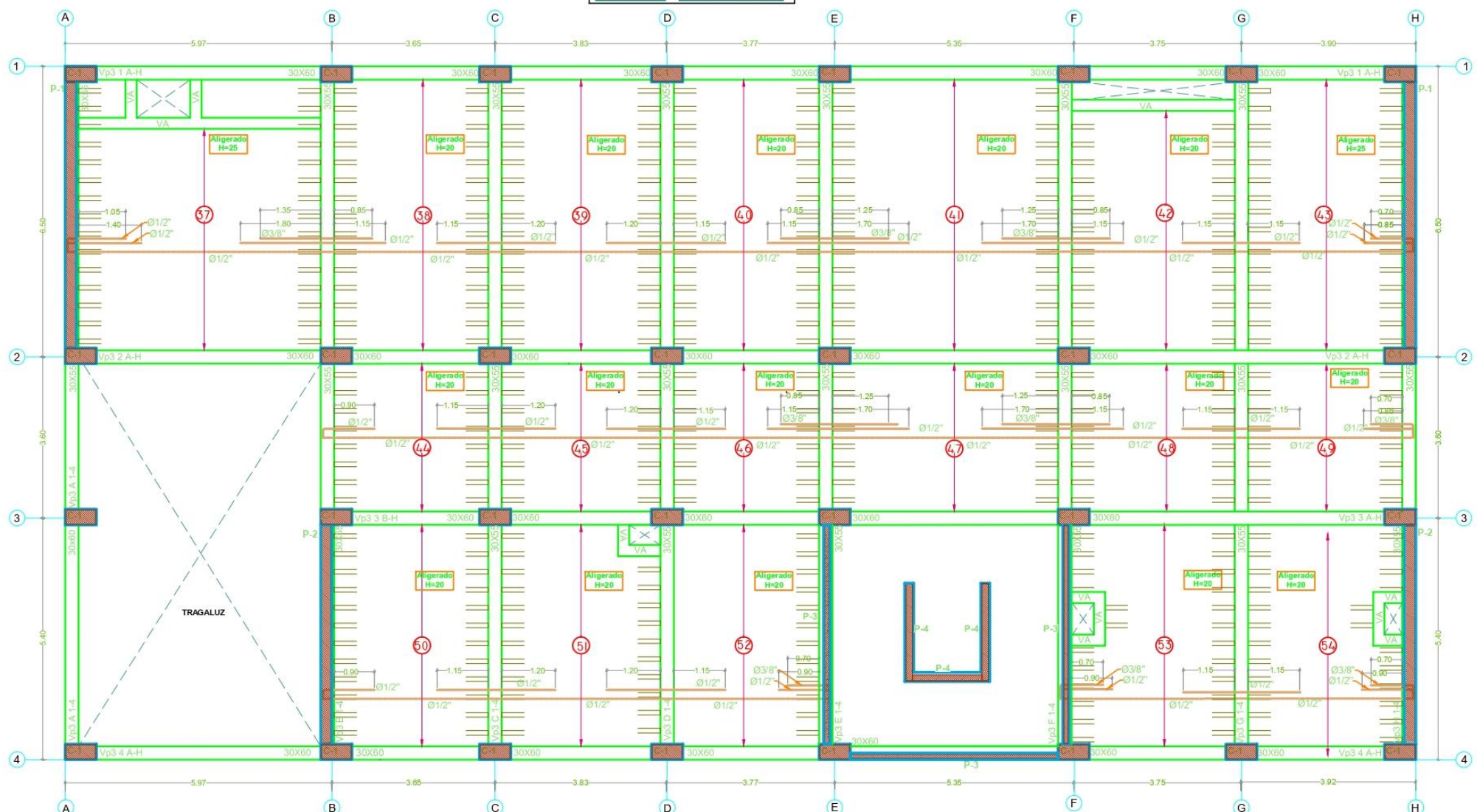
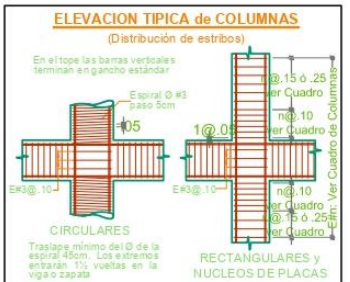
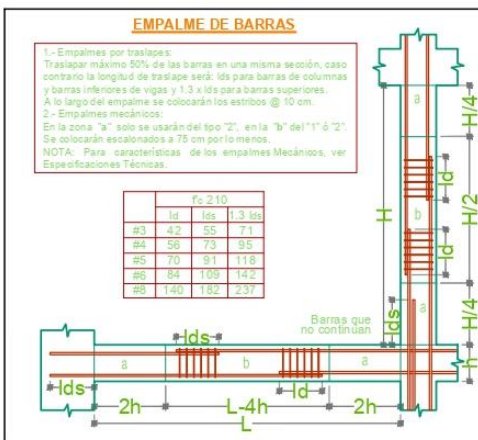
DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR

Ø	L	L1
#2, M5	4.0	12.0
#3, M6, #4	6.0	15.0
#5, M8, M10	8.0	20.0
#6	10.0	25.0
#8	11.5	30.0
#5	13.0	41.0
#6	15.0	20.0

EQUIVALENCIAS DE LA ARMADURA

#2	#3	#4	#5	#6	#8
Ø 1/4"	Ø 3/8"	Ø 1/2"	Ø 5/8"	Ø 3/4"	Ø 1"
M5	M6	M8	M10	M12	
Ø 5mm	Ø 6mm	Ø 8mm	Ø 10mm	Ø 12mm	

NOTA: Todo el Ø debe ser corrugado.



ESPECIFICACIONES GENERALES

- CONCRETO CICLOPEO:**
 - SUBCIMENTOS: C:H=1:12+30%P.G. (T.max. 8")
 - CIMENTOS CORRIDOS: C:H=1:10+30%P.G. (T.max. 8")
 - SOBRECIMENTOS: C:H=1:8+25%P.M. (T.max. 3")
- CONCRETO ARMADO:**

	1er PISO	2do PISO	3er PISO
ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION	280 Kg/cm2		
VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS	280 Kg/cm2	280 Kg/cm2	210 Kg/cm2
PLACAS Y COLUMNAS	280 Kg/cm2	280 Kg/cm2	210 Kg/cm2
COLUMNETAS Y VIGAS DE AMARRE	175 Kg/cm2	175 Kg/cm2	175 Kg/cm2
- ACERO DE REFUERZO:**
 - ACERO CORRUGADO ASTM A615-680: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - EMPALMES MECANICOS: tipo 1: Resistencia $\geq 5.250 \text{ Kg/cm}^2$
 - EMPALMES MECANICOS: tipo 2: Resistencia $\geq f_s$ (rotura del acero)
- RECURRIMIENTOS:**
 - Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 7 cm
 - Concreto en contacto permanente con la intemperie:
 - Barras #5 ó menores: 4 cm
 - Barras #6 ó mayores: 5 cm
 - Concreto no expuesto a la intemperie:
 - Losas macizas, losas aligeradas y vigas chatas: 2 cm
 - Plastras de amarre y vigas soleras: 2 cm
 - Vigas, columnas y placas: 4 cm
 - Mallas electrosoldadas: 1.5 cm

NOTA: Si en los planos se indica algún recubrimiento, el de los planos manda.

Encofrado Techo 3° N.P.T. +10.15
PABELLÓN COMISARIA DE TURISMO EN PARACAS
 Escala 1:50



CLAVE: superior
 inferior

Cargas:
 Carga viva en almacén = 500 kg/m²
 Carga viva en resto de área = 200 kg/m²
 Carga muerta = 120 kg/m²

NOTAS:
 1.- Ver Detalles y Especificaciones en el Plano E-01
 2.- Medidas y niveles indicados en metros, salvo otra indicación.
 3.- Para medidas no indicadas ver planos de arquitectura.

CLAVE: Placa/Columna concreto
 Vigas de concreto armado

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN MARTIN DE PORRES"

PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PIURA, DEPARTAMENTO DE ICA"

TEXTA: CHAVEZ BELLO, KATHERINE LISSETT

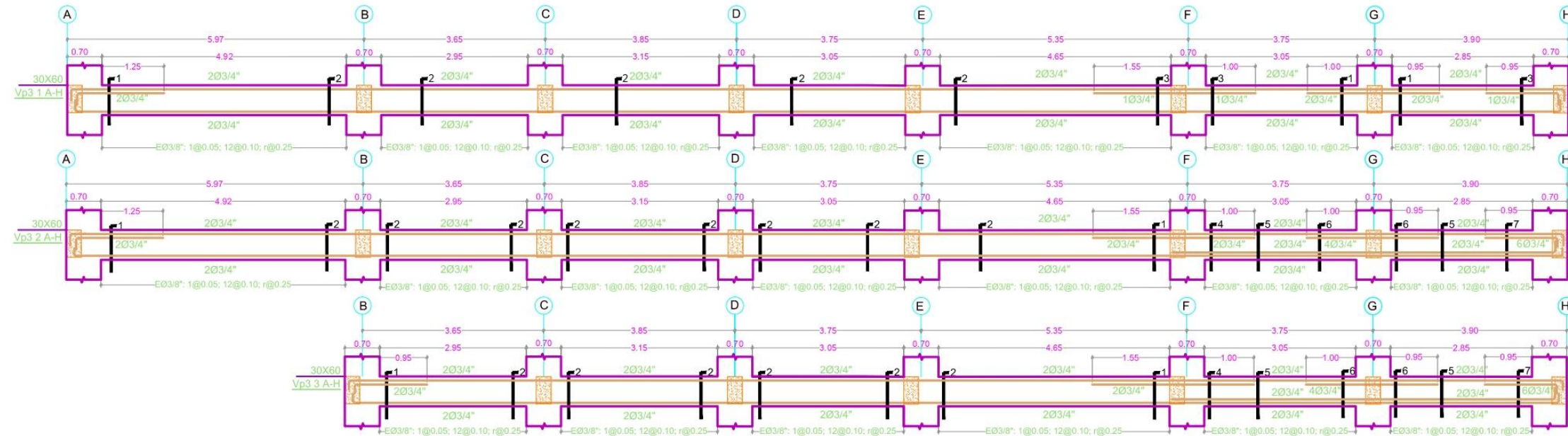
PLANO DE: ENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA 3ER PISO - ESTRUCTURAS

SECCION: DISEÑO DE PROYECTO PROVINCIA DEL PIURA AUCOCH LICHU BOYA LETRADO JULI

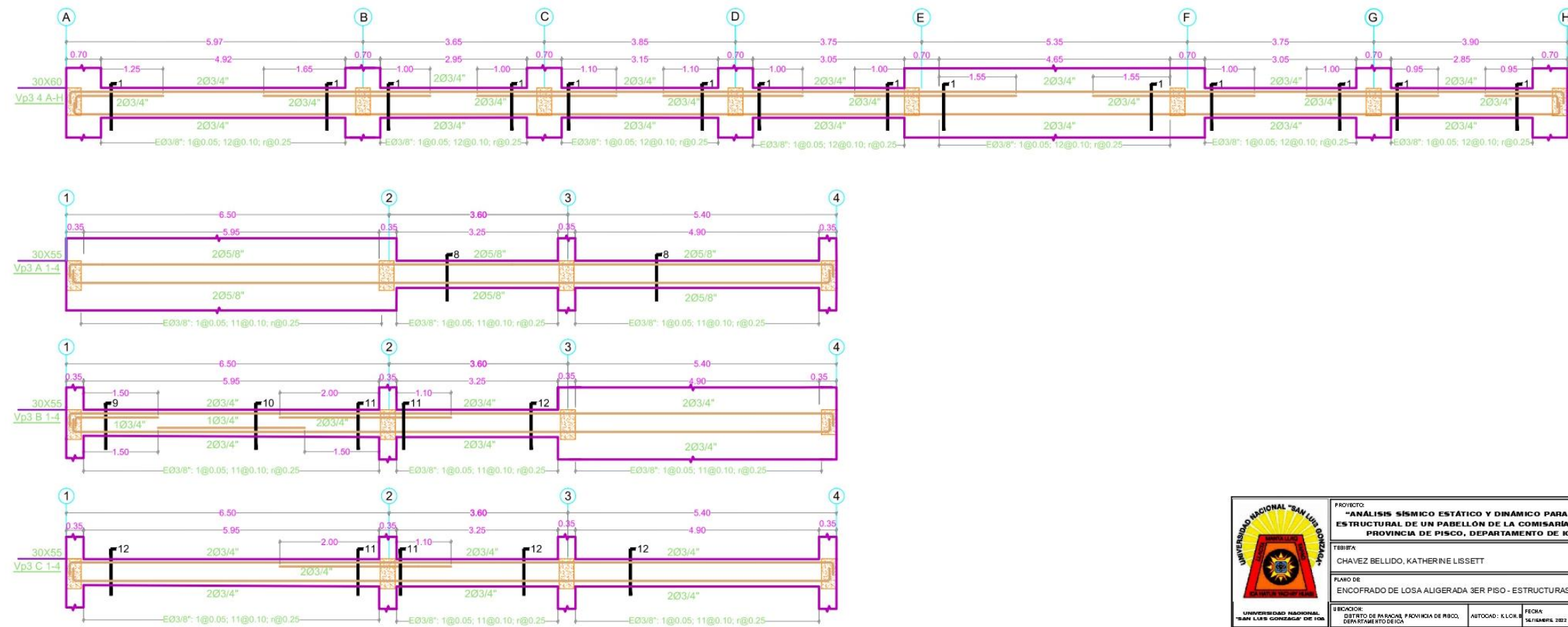
ESCALA: E-10

FECHA: 11/08

CORTE Y DETALLES DE VIGAS 2DO PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE X-X

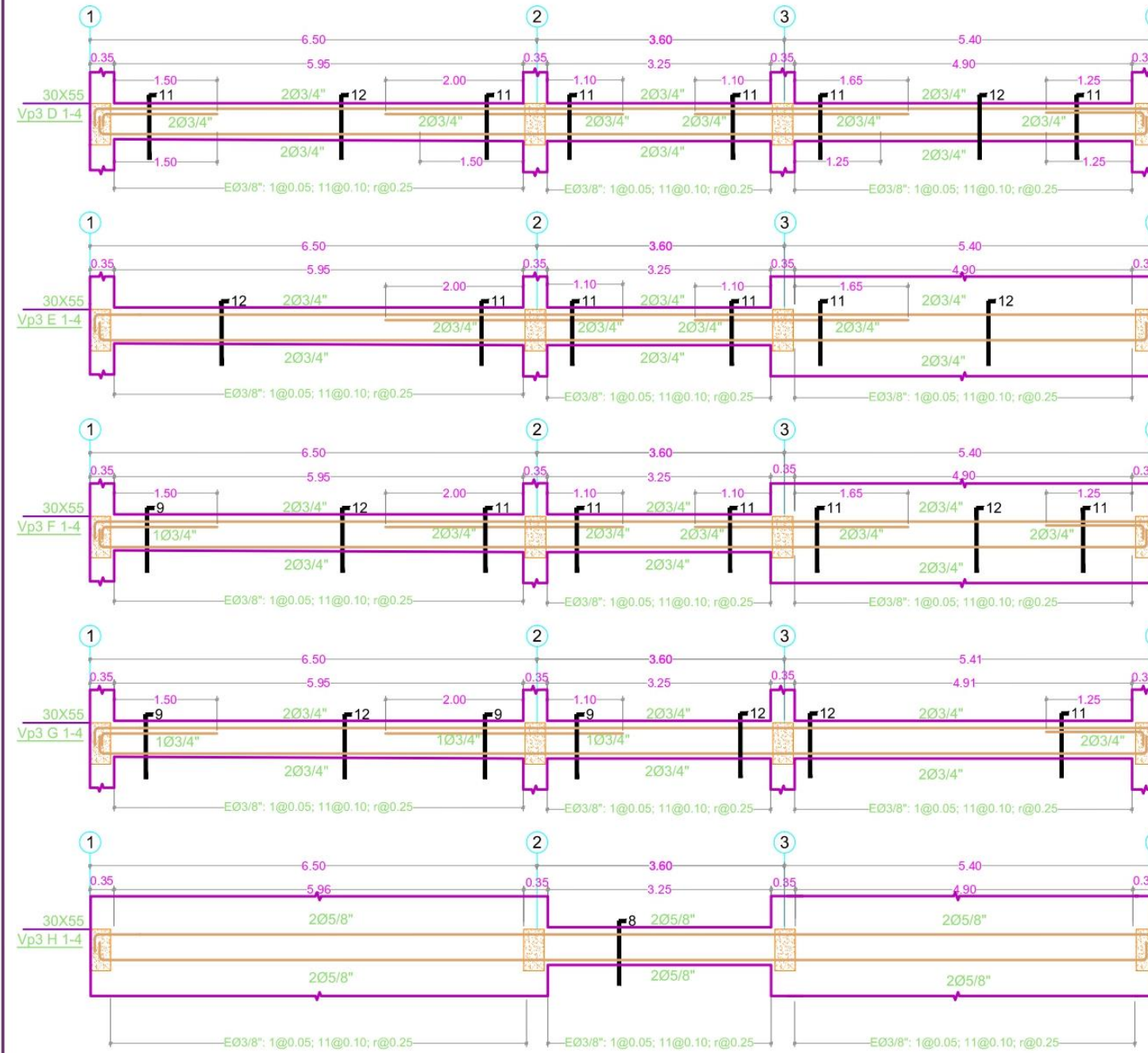


CORTE Y DETALLES DE VIGAS 2DO PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE Y-Y



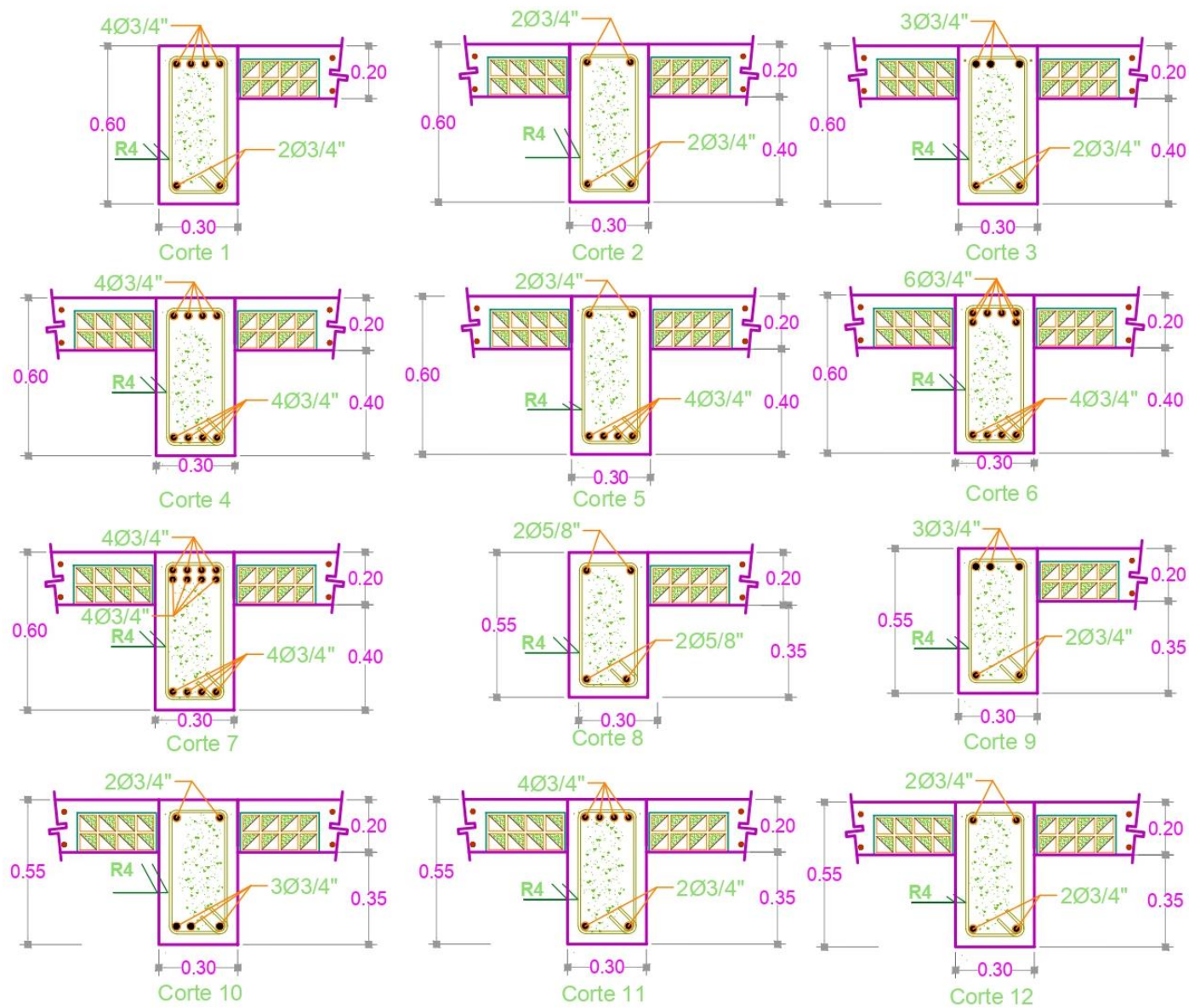
	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARIA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"		CÁMERA: 11/74
	TITULAR: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT		E-11
	PLANO DE: ENCOFRADO DE LOSA ALIGERADA 3ER PISO - ESTRUCTURAS		
	UBICACIÓN: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	ASOCIADO: KLOC	FECHA: SETIEMBRE 2022

CORTE Y DETALLES DE VIGAS 2DO PISO - ESTRUCTURAS EN EL EJE Y-Y

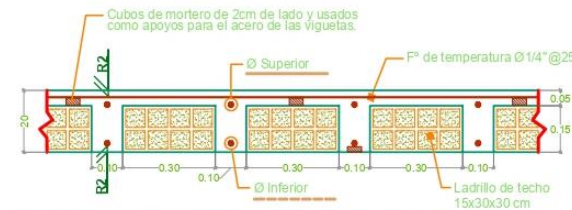


 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA</p>	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"		LAMINA: 12 / 14
	TESISISTA: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT		E-12
	PLANO DE: CORTE Y DETALLES DE VIGAS 3ER PISO - ESTRUCTURAS		
	UBICACIÓN: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTOCAD: K.L.C.H.B.	FECHA: SETIEMBRE, 2022

SECCIÓN DE VIGAS



DETALLE DE CORTES
Escala 1:20



DETALLE de ALIGERADO (h = 20)
Escala 1:10

	PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA"		LAMINA: 13 / 14
	TESISISTA: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT		E-13
	PLANO DE: SECCIÓN DE VIGAS DEL 3ER PISO - ESTRUCTURAS		
	UBICACION: DISTRITO DE PARACAS, PROVINCIA DE PISCO, DEPARTAMENTO DE ICA	AUTOCAD: K.L.CH.B	FECHA: SETIEMBRE 2022



DETALLE DE ESTRIBOS

db	D	L	L1
M5, M6, #2	4.0	5.0	6.5
M8, M10, #3	6.0	12.5	16.0
M12, #4	8.0	16.5	21.0
#5	10.0	21.0	26.0



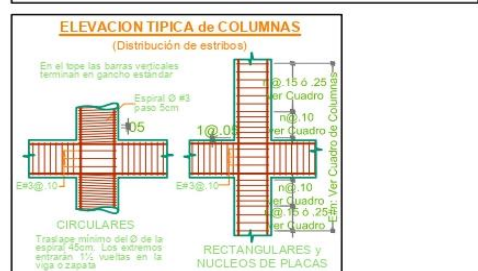
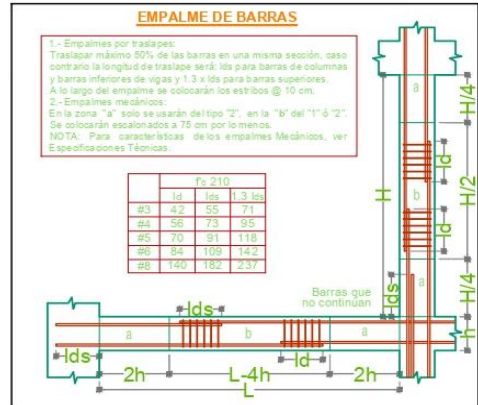
DETALLE DE GANCHOS ESTANDAR

db	D	L	L1
M5, M6, #2	4.0	5.0	6.5
M8, M10, #3	6.0	12.5	16.0
M12, #4	8.0	16.5	21.0
#5	10.0	21.0	26.0

EQUIVALENCIAS DE LA ARMADURA

#2	#3	#4	#5	#6	#8
Ø 1/4"	Ø 3/8"	Ø 1/2"	Ø 5/8"	Ø 3/4"	Ø 1"
M5	M6	M8	M10	M12	
Ø 5mm	Ø 6mm	Ø 8mm	Ø 10mm	Ø 12mm	

NOTA: Todo el Ø debe ser corrugado.

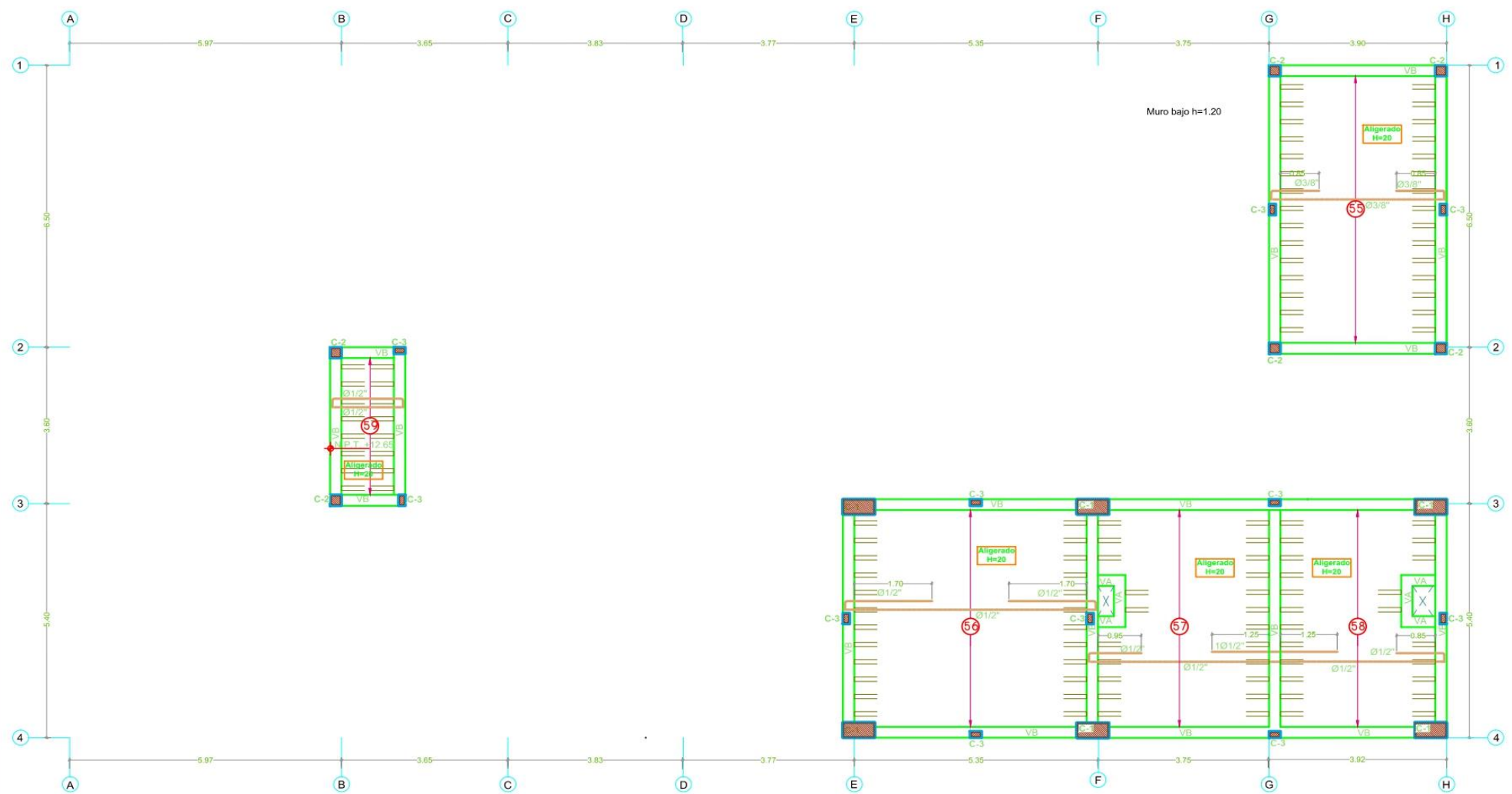


ESPECIFICACIONES GENERALES

- CONCRETO CICLOPEO:**
 - SUBCIMENTOS: C:H=1:12+30%P.G. (T.max. 6')
 - CIMENTOS CORRIDOS: C:H=1:10+30%P.G. (T.max. 6')
 - SOBRECIMENTOS: C:H=1:8+25%P.M. (T.max. 3')
- CONCRETO ARMADO:**

	1er PISO	2do PISO	3er PISO
ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION	280 Kg/cm ²		
VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS	280 Kg/cm ²	280 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²
PLACAS Y COLUMNAS	280 Kg/cm ²	280 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²
COLUMNETAS Y VIGAS DE AMARRE	175 Kg/cm ²	175 Kg/cm ²	175 Kg/cm ²
- ACERO DE REFUERZO:**
 - ACERO CORRUGADO ASTM A615-600: fy= 4,200 Kg/cm²
 - EMPALMES MECANICOS tpo 1: Resistencia 2, 5,250 Kg/cm²
 - EMPALMES MECANICOS tpo 2: Resistencia 2: fs (rotura del acero)
- RECUBRIMIENTOS:**
 - Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 7 cm
 - Concreto en contacto permanente con la intemperie:
 - Barras #5 ó menores: 4 cm
 - Barras #6 ó mayores: 5 cm
 - Concreto no expuesto a la intemperie:
 - Losas macizas, losas aligeradas y vigas chatas: 2 cm
 - Plastras de amarre y vigas soleras: 2 cm
 - Vigas, columnas y placas: 4 cm
 - Mallas electrosoldadas: 1.5 cm

NOTA: Si en los planos se indica algún recubrimiento, el de los planos manda.



Encofrado Azotea N.P.T. +12.65
PABELLÓN COMISARÍA DE TURISMO EN PARACAS
 Escala 1:50

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

2nd AS	1st AS	2nd AS	Tp = 0.8s
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA	2.5	2.5	2.5
FACTOR DE REDUCCION	0.8	0.8	0.8
FACTOR DE REDUCCION	0.8	0.8	0.8
PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	T = 0.21seg		



ESPECIFICACIONES

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1
2

PROYECTO: "ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA COMISARÍA DE PARACAS, PROVINCIA DE PIURA, DEPARTAMENTO DE ICA"

PROYECTISTA: CHAVEZ BELLIDO, KATHERINE LISSETT

CLIENTE: ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA - ESTRUCTURAS

UBICACION: ESTRETO DE PARACAS, PROVINCIA DE PIURA, DEPARTAMENTO DE ICA

FECHA: 15/05/2022

ESCALA: 1/50

E-14