

**UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRÍGUEZ DE
MENDOZA DE AMAZONAS**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**APLICACIÓN DEL MEF EN EL ANÁLISIS
ESTRUCTURAL, SÍSMICO Y VIENTO EN UNA NAVE
INDUSTRIAL EN CHACHAPOYAS**

Autor:

Bach: Luis Fernando Valdez Serván

Asesor:

Ing.: Franklin Alfonso Tello Reyna

CHACHAPOYAS-PERÚ

2024

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS

EN EL REPOSITORIO DE LA UNTRM



UNTRM

REGLAMENTO GENERAL
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

ANEXO 3-H

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UNTRM

1. Datos de autor 1

Apellidos y nombres (tener en cuenta las tildes): Valdez Serván Luis Fernando
DNI N°: 4790 8777
Correo electrónico: 051003A121@untrm.edu.pe
Facultad: Ingeniería Civil y Ambiental
Escuela Profesional: Ingeniería Civil

Datos de autor 2

Apellidos y nombres (tener en cuenta las tildes): _____
DNI N°: _____
Correo electrónico: _____
Facultad: _____
Escuela Profesional: _____

2. Título de la tesis para obtener el Título Profesional

"APLICACIÓN DEL IEF EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL, SÍSMICO Y VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL EN CHACHAPOYAS"

3. Datos de asesor 1

Apellidos y nombres: Franklin Alfonso Tello Reyna
DNI, Pasaporte, C.E N°: 07785535
Open Research and Contributor-ORCID (<https://orcid.org/0000-0002-9670-0970>): <https://orcid.org/0000-0002-7843-6221>

Datos de asesor 2

Apellidos y nombres: _____
DNI, Pasaporte, C.E N°: _____
Open Research and Contributor-ORCID (<https://orcid.org/0000-0002-9670-0970>): _____

4. Campo del conocimiento según la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos- OCDE (ejemplo: Ciencias médicas, Ciencias de la Salud-Medicina básica-Immunología)

https://catalogos.concytec.gob.pe/vocabulario/ocde_ford.html
2.00.00 - Ingeniería, Tecnología/2.01.01 - Ingeniería civil

5. Originalidad del Trabajo

Con la presentación de esta ficha, el(la) autor(a) o autores(as) señalan expresamente que la obra es original, ya que sus contenidos son producto de su directa contribución intelectual. Se reconoce también que todos los datos y las referencias a materiales ya publicados están debidamente identificados con su respectivo crédito e incluidos en las notas bibliográficas y en las citas que se destacan como tal.

6. Autorización de publicación

El(los) titular(es) de los derechos de autor otorga a la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas (UNTRM), la autorización para la publicación del documento indicado en el punto 2, bajo la *Licencia creative commons* de tipo BY-NC. Licencia que permite distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial por lo que la Universidad deberá publicar la obra poniéndola en acceso libre en el repositorio institucional de la UNTRM y a su vez en el Registro Nacional de Trabajos de Investigación-RENATI, dejando constancia que el archivo digital que se está entregando, contiene la versión final del documento sustentado y aprobado por el Jurado Evaluador.

Chachapoyas, 22 de 01 de 2024


Firma del autor 1

Firma del autor 2


Firma del Asesor 1

Firma del Asesor 2

**AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRÍGUEZ
DE MENDOZA DE AMAZONAS**

PhD. JORGE LUIS QUINTANA MAICELO

Rector

Dr. OSCAR ANDRÉS GAMARRA TORRES

Vicerrector Académico

DRA. MARÍA NELLY LUJÁN ESPINOZA

Vicerrectora de Investigación

PhD. RICARDO EDMUNDO CAMPOS RAMOS

Decano de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental

VISTO BUENO DEL ASESOR DE TESIS



UNTRM

REGLAMENTO GENERAL
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

ANEXO 3-L

VISTO BUENO DEL ASESOR DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

El que suscribe el presente, docente de la UNTRM (X)/Profesional externo (), hace constar que ha asesorado la realización de la Tesis titulada Aplicación del MEF en el Análisis Estructural, Sísmico y Viento en una Nave Industrial en Chachapoyas del egresado Luis Fernando Valdez Serván de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Profesional de Ingeniería Civil de esta Casa Superior de Estudios.

El suscrito da el Visto Bueno a la Tesis mencionada, dándole pase para que sea sometida a la revisión por el Jurado Evaluador, comprometiéndose a supervisar el levantamiento de observaciones que formulen en Acta en conjunto, y estar presente en la sustentación.

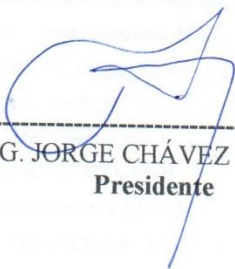
Chachapoyas, 04 de Junio de 2024

Firma y nombre completo del Asesor

FRANKLIN ALFONSO TELLO REYNA



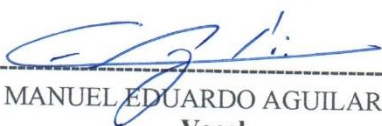
JURADO EVALUADOR DE LA TESIS



MG. JORGE CHÁVEZ GUIVIN
Presidente



LIC. JOSÉ LUIS QUISPE OSORIO
Secretario



Ing. MANUEL EDUARDO AGUILAR ROJAS
Vocal

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS



ANEXO 3-Q

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

Los suscritos, miembros del Jurado Evaluador de la Tesis titulada:

"APLICACIÓN DEL MEF EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL, SÍSMICO Y VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL EN CHALCHAPOYÁS"

presentada por el estudiante ()/egresado (X) LUIS FERNANDO VALDEZ SERVÁN
de la Escuela Profesional de INGENIERÍA CIVIL

con correo electrónico institucional 051003A121@untrm.edu.pe

después de revisar con el software Turnitin el contenido de la citada Tesis, acordamos:

- a) La citada Tesis tiene 23 % de similitud, según el reporte del software Turnitin que se adjunta a la presente, el que es menor (X) / igual () al 25% de similitud que es el máximo permitido en la UNTRM.
- b) La citada Tesis tiene _____ % de similitud, según el reporte del software Turnitin que se adjunta a la presente, el que es mayor al 25% de similitud que es el máximo permitido en la UNTRM, por lo que el aspirante debe revisar su Tesis para corregir la redacción de acuerdo al Informe Turnitin que se adjunta a la presente. Debe presentar al Presidente del Jurado Evaluador su Tesis corregida para nueva revisión con el software Turnitin.



Chachapoyas, 05 de febrero del 2024

[Signature]
SECRETARIO

[Signature]
PRESIDENTE

[Signature]
VOCAL

OBSERVACIONES:

.....
.....

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS



UNTRM

REGLAMENTO GENERAL
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

ANEXO 3-5

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

En la ciudad de Chachapoyas, el día 16 de Febrero del año 2024, siendo las 6:00 pm horas, el aspirante: Luis Fernando Valdez Serván, asesorado por Franklin Alfonso Tello Reyna defiende en sesión pública presencial () a distancia () la Tesis titulada: "APLICACIÓN DEL HEF EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL, SÍSMICO Y VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL EN CHACHAPOYAS", para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil, a ser otorgado por la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas; ante el Jurado Evaluador, constituido por:

Presidente: Ing. Jorge Chavez Guivin

Secretario: Ing. Lic. José Luis Quispe Osorio

Vocal: Ing. Manuel Eduardo Aguilar Rojas

Procedió el aspirante a hacer la exposición de la Introducción, Material y métodos, Resultados, Discusión y Conclusiones, haciendo especial mención de sus aportaciones originales. Terminada la defensa de la Tesis presentada, los miembros del Jurado Evaluador pasaron a exponer su opinión sobre la misma, formulando cuantas cuestiones y objeciones consideraron oportunas, las cuales fueron contestadas por el aspirante.

Tras la intervención de los miembros del Jurado Evaluador y las oportunas respuestas del aspirante, el Presidente abre un turno de intervenciones para los presentes en el acto de sustentación, para que formulen las cuestiones u objeciones que consideren pertinentes.

Seguidamente, a puerta cerrada, el Jurado Evaluador determinó la calificación global concedida a la sustentación de la Tesis para obtener el Título Profesional, en términos de:

Aprobado () por Unanimidad () / Mayoría () Desaprobado ()

Otorgada la calificación, el Secretario del Jurado Evaluador lee la presente Acta en esta misma sesión pública. A continuación se levanta la sesión.

Siendo las 7:30 pm horas del mismo día y fecha, el Jurado Evaluador concluye el acto de sustentación de la Tesis para obtener el Título Profesional.

SECRETARIO

PRESIDENTE

VOCAL

OBSERVACIONES:

ÍNDICE GENERAL

I	INTRODUCCIÓN	11
II	MATERIALES Y MÉTODOS	15
	2.1. Localización del lugar de investigación	15
	2.1. Tipo de investigación	17
	2.2. Diseño de la investigación	17
	2.3. Muestra y muestreo	17
	2.4. Variable de estudio.....	18
	2.4.1. Técnicas de recolección de datos.....	18
	2.5. Cargas de diseño	19
	2.6. Características de los materiales	21
	2.7. Metrado de cargas	22
	2.7.1. Cargas	22
	2.7.1.1. Cargas muertas	22
	2.7.1.2. Cargas vivas.....	23
	2.7.1.3. Cargas ambientales.....	23
	2.7.1.4. La nieve	23
	2.7.1.5. Cargas de viento	24
	2.7.1.6. Velocidad del viento para el diseño.....	24
	2.7.2. Diseño sismorresistente	26
	2.7.2.1. Zonificación sísmica.....	26
	2.7.2.2. Factor de uso(U)	28
	2.7.2.3. Factor de suelo.....	29
	2.7.2.4. Coeficiente básico de reducción sísmica(R).....	29
	2.7.2.5. Factor de amplificación sísmica(C).....	30
	2.7.2.6. Periodo fundamental.....	30
	2.8. COLUMNAS.	31
	2.8.1. Diseño por corte.....	32
	2.9. Vigas	33
	2.9.1. Diseño por flexión de vigas	33
	2.9.2. Cálculo de cuantía balanceada	35
	2.9.3. Diseño por cortante.....	36
	2.10. Cimentaciones	37
	2.10.1. Tipo de cimentaciones	37
	2.10.1.1. Cimentaciones superficiales.....	37

2.10.1.2.	Zapatas aisladas.....	37
2.10.1.3.	Zapatas combinadas	38
2.10.1.4.	Plateas de cimentación	38
2.10.2.	Cimentaciones profundas.....	39
2.10.2.1.	Los pilotes	39
2.10.2.2.	Pilas perforadas	39
2.11.	Capacidad portante.....	40
2.11.1.1.	Cimentaciones cargadas excéntricamente.....	41
2.11.1.2.	Presión neta del suelo y predimensionamiento de zapatas.....	43
2.11.1.3.	Reacción amplificada del suelo.....	43
2.11.1.4.	Verificación de corte	44
2.11.1.5.	Refuerzo longitudinal por flexión	46
2.11.1.6.	Estudio de mecánica de suelos	47
2.12.	Membrana autoportante.	48
2.13.	Placa de anclaje.	50
2.13.1.1.	Resistencia de diseño	50
2.13.1.2.	Falla de acero	50
2.13.1.3.	Falla por deslizamiento.	51
2.13.1.4.	Falla por arrancamiento del concreto.....	51
2.13.1.5.	Falla por hendimiento del concreto.....	52
2.13.1.6.	Falla por desprendimiento lateral.....	52
2.13.1.7.	Falla por adherencia.	53
2.13.1.8.	Tipos de fallas en sistemas de anclaje bajo la acción de fuerzas cortantes. 53	
2.13.1.9.	Falla del acero antecedido por el descascarado del concreto.....	54
2.13.1.10.	Falla por desprendimiento del concreto en anclajes alejados del borde libre 54	
2.13.1.11.	Falla por arrancamiento del concreto	55
2.13.1.12.	Diseño de placa de anclaje	55
2.13.1.13.	Especificaciones y fabricación de placas de anclaje	55
2.13.1.14.	Material de barra de anclaje	56
2.13.1.15.	Suministro y colocación de barras de anclaje y límites permisibles	59
2.13.1.16.	Requisitos del grout.....	59
2.13.1.17.	Cargas axiales comprensivas concéntricas.....	59
2.13.1.18.	Diseño de la capacidad del concreto	60
2.13.1.19.	Placas base para momentos grandes	61

III	RESULTADOS	63
3.1.	Características geométricas de la nave industrial.....	63
3.2.	Diseño sismorresistente.....	67
3.2.1.	Factor de zona(z)	67
3.2.2.	Factor de uso (U).	68
3.2.3.	Factor de amplificación de suelo(S)	68
3.2.4.	Factor de amplificación sísmica (C)	68
3.2.5.	Sistema estructural.....	68
3.3.	Análisis modal.....	68
3.4.	Masa de la estructura.....	69
3.5.	Análisis estático del edificio.	69
3.6.	Fuerza cortante basal.....	69
3.7.	Análisis dinámico.....	71
3.7.1.	Desplazamientos	74
3.8.	Carga de viento.	75
3.8.1.	Ubicación y climatología.	75
3.8.2.	Túnel de viento virtual.....	78
3.8.3.	Análisis de viento x +.	79
3.8.4.	Análisis de viento x-.	80
3.8.5.	Análisis de viento y +.	81
3.8.6.	Análisis de viento -y.	82
3.8.7.	Deformación máxima de la cobertura autoportante.....	83
3.9.	Ejemplo de diseño de la columna C01(30 x 50 cm).	84
3.9.1.	Factores de seguridad.....	84
3.9.2.	Característica de los materiales:	84
3.9.3.	Geometría:	84
3.9.4.	Cargas:	85
3.9.5.	Análisis estado limite ultimo.	85
3.9.5.1.	Combinación dimensionante: COMB19 (A).....	85
3.9.5.2.	Acero de diseño:	86
3.10.	Ejemplo de cálculo columna C-02(35 x 55 cm).....	87
3.10.1.	Factores de seguridad.....	87
3.10.2.	Características de los materiales:	88
3.10.3.	Geometría:	88
3.10.4.	Cargas:	88

3.10.5.	Análisis ELU.....	89
3.10.5.1.	Combinación dimensionante: COMB19 (A)	89
3.10.5.2.	Aceros diseñados:.....	90
3.11.	Ejemplo de cálculo pórtico eje 1-1 viga superior (0.25x0.5).....	91
3.11.1.	Característica de los materiales:	91
3.11.2.	Geometría:	91
3.11.2.1.	Opciones de cálculo:	92
3.11.3.	Resultados de los cálculos:	93
3.11.3.1.	Sección Teórica de Acero.	95
3.11.3.2.	Resultados teóricos - detalles:.....	96
3.11.3.3.	2.6 Acero:.....	103
3.12.	VIGA V101 0.25 x 0.5	105
3.12.1.	Característica de los materiales:	105
3.12.2.	Geometría:	105
3.12.3.	Resultados de los cálculos:	107
3.12.4.	Solicitaciones ELU	107
3.12.5.	Sección teórica de acero	109
3.12.5.1.	Resultados teóricos - detalles:.....	110
3.12.6.	Acero:.....	117
3.13.	Viga de cimentación VC-01	120
3.13.1.	Característica de los materiales:	120
3.13.2.	Geometría:	121
3.13.3.	Opciones de cálculo:.....	122
3.13.3.1.	Sección teórica de acero.....	124
3.13.4.	Resultados teóricos - detalles:.....	125
3.13.5.	Acero:.....	132
3.14.	Diseño de placa de anclaje arco techo.....	135
3.14.1.	Cargas actuantes en la viga.	135
3.14.2.	Tamaño inicial de la placa.	135
3.14.3.	Espesor mínimo de la placa	137
3.14.4.	Profundidad y tamaño de la barra de anclaje por LRFD	138
3.14.5.	Calculamos la resistencia al desprendimiento del concreto.....	140
3.14.6.	Análisis de corte usando el concreto.....	140
3.14.7.	Distancia de corte desde la placa hacia las barras de anclaje	141
3.15.	Diseño de Zapata Z -01 1.6 X 1.6 m	143

3.15.1.	Materiales.....	143
3.15.2.	Cargas de diseño	144
3.15.2.1.	Combinaciones de carga	144
3.15.3.	Diseño geotécnico.....	145
3.16.	Hipótesis.....	145
3.16.1.	Estados límites	145
3.16.1.1.	Análisis de una cizalla unidireccional y bidireccional	145
3.16.1.2.	Alzamiento	146
3.16.1.3.	Hundimiento.....	146
3.16.1.4.	Diferencia de hundimientos	146
3.16.1.5.	Vuelco	147
3.16.2.	Diseño de concreto armado.....	147
3.16.2.1.	Hipótesis.....	147
3.16.2.2.	Armadura teórica.....	148
3.16.3.	Armadura real	148
3.17.	DISCUSIONES.....	149
IV	CONCLUSIONES	151
V	RECOMENDACIONES.....	153
VI	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	154
VII	Anexos.	157
6.1.	Panel fotográfico	157
VII.	ANEXOS	161

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación geográfica del departamento de Amazonas y la provincia de Chachapoyas	15
Figura 2. Plano de localización - catastro de la ciudad de Chachapoyas.....	16
Figura 3. Ubicación del área de estudio de la nave industrial	16
Figura 4. Ubicación del proyecto.....	25
Figura 5. Zonas sísmicas.....	27
Figura 6. Diagrama de interacción en columnas.....	31
Figura 7. Diseño de viga simplemente armada.....	33
Figura 8. Diseño de viga simplemente armada.....	35
Figura 9. Zapata aislada	37
Figura 10. Zapata combinada.....	38
Figura 11. Platea de cimentación.....	38
Figura 12. Pila perforada	40
Figura 13. Reacción de suelo granular.....	41
Figura 14. Reacción suelo arcilla limo	41
Figura 15. a) Carga excéntrica $e < l/6$ b) Carga excéntrica $e = l/6$ c) Carga excéntrica $e > l/6$	42
Figura 16. Elementos de la membrana.....	48
Figura 17. Falla del acero	51
Figura 18. Deslizamiento	51
Figura 19. Arrancamiento del concreto	52
Figura 20. Hendimiento del concreto	52
Figura 21. Desprendimiento lateral	53
Figura 22. Falla de adherencia.....	53
Figura 23. Falla del acero seguido descascamiento del concreto	54
Figura 24. Desprendimiento del concreto lejos del borde libre	54
Figura 25. Falla de arrancamiento del concreto.....	55
Figura 26. Medidas cobertura	63
Figura 27. Estructura nave industrial.....	64
Figura 28. Dimensiones de la membrana.....	66
Figura 29. Sección transversal con 11 puntos de apoyo	67
Figura 30. Espectro de respuesta en X.....	71
Figura 31. Espectro de respuesta en Y.....	71

Figura 32. Espectro de respuesta en Z	72
Figura 33. Análisis estático eje X	72
Figura 34. Análisis dinámico eje X	73
Figura 35. Análisis estático eje Y	73
Figura 36. Análisis dinámico espectral eje Y	74
Figura 37. Desplazamientos máximos	75
Figura 38. Intensidad máxima de viento en un periodo de retorno de 50 años	77
Figura 39. Rosa de viento la cual indica la dirección de los vientos con mayor intensidad	77
Figura 40. Simulación de velocidad del viento.....	78
Figura 41. Túnel de viento x.....	79
Figura 42. Túnel de viento -x.....	80
Figura 43. Intensidad de viento Y.....	81
Figura 44. Intensidad de viento -Y	82
Figura 45. Deformaciones máximas de la cobertura autoportante	83
Figura 46. Combinaciones de carga.....	85
Figura 47. Distribución de acero C-01.....	87
Figura 48. Diagrama de interacción en columnas.....	87
Figura 49. Combinación de cargas columna C02.....	88
Figura 50. Distribución de acero C-02.....	90
Figura 51. Diagrama de interacción columna C-02.....	91
Figura 52. Diagrama de momento flexiónate y fuerzas cortantes	108
Figura 53. Diagrama de fuerzas cortantes	123
Figura 54. Sección teórica de acero	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Instrumentos	19
Tabla 2. Combinaciones de carga	20
Tabla 3. Coeficientes de reducción de la resistencia	21
Tabla 4. Propiedades de los materiales	21
Tabla 5. Cargas muertas.....	22
Tabla 6. Cargas vivas.....	23
Tabla 7. Clasificación de las edificaciones	24
Tabla 8. Zonificación sísmica	27
Tabla 9. Factor de Uso.....	28
Tabla 10. Factor de suelo.....	29
Tabla 11. Coeficiente de reducción sísmica	29
Tabla 12. Parámetros de sitio.....	30
Tabla 13. Periodo fundamental de vibración	30
Tabla 14. Estudio de Mecánica de Suelos	47
Tabla 15. Tipos de anclaje	50
Tabla 16. Clasificación de aceros para placas	55
Tabla 17. Propiedades del acero	56
Tabla 18. Diámetro de anclaje de barras.....	57
Tabla 19. Barra de anclaje, fuerza máxima, kips.....	57
Tabla 20. Barra de anclaje con tuerca resistencia a la tensión en el concreto	58
Tabla 21. Predimensionamiento del espesor de la membrana	65
Tabla 22. Calibre de la membrana.....	66
Tabla 23. Masa de la estructura	69
Tabla 24. Cortante basal de la estructura.....	70
Tabla 25. Análisis dinámico espectral eje X.....	72
Tabla 26. Análisis dinámico espectral eje Y.....	73
Tabla 27. Intensidad de velocidad del viento.	76
Tabla 28. Solicitaciones de carga	93
Tabla 29. Diagramas de momento flexionante y fuerza cortante	94
Tabla 30. Sección teórica de acero	95
Tabla 31. Diagrama de fuerzas cortantes.....	95
Tabla 32. Momentos actuantes tramo 01	96

Tabla 33. Fuerzas cortantes tramo 01	96
Tabla 34. Momentos actuantes tramo 02	97
Tabla 35. Fuerzas cortantes tramo 02	97
Tabla 36. Momentos actuantes tramo 03	98
Tabla 37. Fuerzas cortantes tramo 03	98
Tabla 38. Momentos actuantes tramo 04	99
Tabla 39. Fuerzas cortantes tramo 04	99
Tabla 40. Momentos actuantes tramo 05	100
Tabla 41. Fuerzas cortantes tramo 05	100
Tabla 42. Momentos actuantes tramo 06	101
Tabla 43. Fuerzas cortantes tramo 06	101
Tabla 44. Momentos actuantes tramo 07	102
Tabla 45. Fuerzas cortante tramo 07.....	102
Tabla 46. Solicitaciones de estado ultimo	107
Tabla 47. Solicitaciones de carga.	109
Tabla 48. Momento flexionantes tramo 01	110
Tabla 49. Fuerzas cortantes tramo 01	111
Tabla 50. Momento flexionantes tramo 02.....	111
Tabla 51. Fuerza cortante tramo 02	112
Tabla 52. Momento flexionantes tramo 03.....	112
Tabla 53. Fuerza cortante tramo 03	113
Tabla 54. Momento flexionantes tramo 04.....	113
Tabla 55. Fuerza cortante tramo 04	114
Tabla 56. Momento flexionantes tramo 05.....	114
Tabla 57. Fuerza cortante tramo 05	115
Tabla 58. Momento flexionantes tramo 06.....	115
Tabla 59. Fuerza cortante tramo 01	116
Tabla 60. Momento flexionantes tramo 07.....	116
Tabla 61. Fuerza cortante 01.....	117
Tabla 62. Solicitaciones limite ultimo	122
Tabla 63. Momento flexionantes tramo 01	125
Tabla 64. Fuerzas cortantes tramo 01	125
Tabla 65. Momento flexionantes tramo 02.....	126
Tabla 66. Fuerzas cortantes tramo 02	126

Tabla 67. Momento flexionantes tramo 03	127
Tabla 68. Fuerza cortante tramo 03	127
Tabla 69. Momento flexionantes tramo 04	128
Tabla 70. Fuerza cortante tramo 04	128
Tabla 71. Momento flexionantes tramo 05	129
Tabla 72. Fuerzas cortantes tramo 05	129
Tabla 73. Momento flexionantes tramo 06	130
Tabla 74. Fuerza cortante tramo 06	130
Tabla 75. Momento flexionantes tramo 07	131
Tabla 76. Fuerza cortante tramo 07	131

RESUMEN

El Perú se encuentra localizado en una zona de alta actividad sísmica, esto conlleva a que un gran porcentaje de las edificaciones se encuentran susceptibles ante eventos ambientales, es fundamental determinar el comportamiento de estos eventos para poder mitigar sus acciones, el propósito de esta investigación es la de aplicar el método de los elementos finitos (MEF) para realizar el análisis estructural, sísmico y viento de una nave industrial en la ciudad de Chachapoyas, la nave industrial está compuesta por elementos de concreto armado y una cobertura autoportante diseñada y modelada con el software especializado en análisis estructural Robot Structural Analysis Profesional 2020, el sistema estructural utilizado fue de pórticos de concreto armado teniendo en cuenta los requisitos mínimos de la norma de diseño sismorresistente (E.030) y concreto armado (E.060), el análisis de carga de viento de la cubierta autoportante mediante el uso de túnel de viento con una velocidad de viento de 47 m/s, la unión de la cobertura y la estructura de concreto mediante placas de anclaje, los resultados que se lograron el control de desplazamientos en las dos direcciones $D_x < 0.00104$; $D_y < 0.00101$, las fuerza máxima a la que está sometida la estructura 0.175 tf/m² la cual se encuentra por debajo de la resistencia máxima del perfil CS 1000-610, como producto de la aplicación del MEF se discretizó la estructura en un mallado formado por nodos separados 10 cm resultando 129042 ecuaciones que obtienen cálculos más exactos, a su vez permite edificar estructuras económicamente más favorables ya que se hará uso de menor cantidad de recursos como concreto y acero.

Palabras clave:

Método de los elementos finitos, análisis estructural, cobertura autoportante

ABSTRACT

Peru is located in an area of high seismic activity; this means that a large percentage of buildings are susceptible to environmental events. It is essential to determine the behavior of these events in order to mitigate their actions. The purpose of this research is that of applying the finite element method (FEM) to carry out the structural, seismic and wind analysis of an industrial warehouse in the city of Chachapoyas; the industrial warehouse is composed of reinforced concrete elements and a self-supporting cover, the structural configuration used was reinforced concrete frames taking into account the E.030 standard (of the national building regulations), the design and analysis of the self-supporting cover subjected to wind tunnel design, the union of the reinforced concrete structures and the coverage using a screwed joint, the results that were achieved were the control of displacements in both directions $D_x < 0.00104$; $D_y < 0.00101$, as a product of the application of the FEM, the structure is discretized into a mesh formed by nodes separated by 10 cm, resulting in 129042 equations that obtain more accurate calculations, in turn allowing the construction of more economically favorable structures since a smaller quantity will be used. of resources such as concrete and Steel.

Keywords:

Finite element method, structural analysis, self-supporting cove

I INTRODUCCIÓN

El método de los elementos finitos (también conocido como por sus acrónimos FEM en inglés o MEF en castellano) es un método numérico que se utiliza para realizar la aproximación de soluciones de ecuaciones diferenciales parciales complicadas usadas principalmente en el área de ingeniería. El MEF se basa en técnicas computacionales puede ser usado en el análisis de diversas estructuras complejas y sistemas continuos, este método posibilita determinar una solución numérica aproximada de una estructura en el cual de establecen ecuaciones diferenciales (Mamani & Rivera, 2018), los elementos que conforman la estructura se fraccionan en subestructuras las que no se intersecan entre si denominándolos elementos finitos, la unión de elementos finitos crea una fracción denominada discretización, cada uno de los elementos se diferencian por un conjunto de puntos denominados nodos, en caso que se presenten dos nodos adyacentes estos pertenecerán al mismo elemento finito. También un nodo de borde puede estar asociado a diversos elementos, el conjunto de nodos al ser evaluados su proximidad o contigüidad a otros se denominan malla. En función a las relaciones de proximidad o conexión se vincula el valor de un conjunto de variables desconocidas en cada nodo denominándolos grados de libertad. Una forma de expresar un conjunto de relaciones entre valores de variables es mediante el uso de sistema de ecuaciones lineales o no lineales, la matriz ensamblada de este sistema de ecuaciones se denomina matriz de rigidez del sistema. La cantidad de ecuaciones en ese sistema es proporcional al número de nodos (Polo, 2017).

Cuando ocurre un movimiento sísmico estos producen y transportan energía la cual se disipan en función de la profundidad del foco del evento sísmico en forma de vibraciones sin ninguna traslación de material a esto se le denomina como evento sísmico (Valverde & Valverde, 2020), las consecuencias que producen los sismos en las estructuras como el daño total o parcial o colapso de los componentes de la estructura los cuales alteran el comportamiento de la resistencia o ductilidad de un edificio (FHECOR & Consejería de Obras Públicas y Ordenación del Territorio, 2013), por esto se debe de tener en cuenta los requisitos mínimos exigidos por la norma E.030 como la simetría, simplicidad, resistencia y ductilidad, monolitismo, rigidez lateral, diagrama rígido y buenos procesos constructivos (Loaysa & Chávez, 2015).

El Perú tiene alta actividad sísmica debido a que estamos ubicados en el cinturón de fuego del pacífico, la actividad telúrica ha sido monitoreadas durante muchos años y existe silencio sísmico significativo que amenaza a algunas ciudades y la capital del Perú, los datos sísmicos en Tacna se remontan al año 1886, en la ciudad de Lima se pronostica movimientos sísmicos que superarían los 8 grados en la escala de Richter debido al silencio sísmico desde 1746. Esto genera preocupación y es inquietante porque en Perú puede ocurrir movimientos sísmicos de magnitudes significativas, un gran porcentaje de edificios carecen de sistema estructural adecuado y por consecuencia no tendrán un comportamiento adecuado ante movimientos sísmicos (IGP, 2020).

En la última década las ciudades han tenido un importante crecimiento demográfico debido a un incremento de su población que ha migrado a la ciudad en busca de un mejor acceso a servicios educativos, de salud, económicos, sociales y de habitabilidad. En este escenario, existe una infraestructura insuficiente para desarrollar actividades de carácter industrial, social, agrícola, económico y deportivo, lo que impide que estas actividades se realicen adecuadamente limitando su desarrollo e impactando en el crecimiento de nuestra sociedad. Esto ha conllevado que se edifiquen estructuras de altura considerable de concreto y coberturas livianas, en edificaciones con estas características es fundamental realizar análisis y diseño de tal manera que estos puedan soportar cargas laterales, uno de ellos es del túnel de viento y otros que doten de características que permitan un adecuado funcionamiento y seguridad de la estructura también se puede mencionar que los análisis ante este tipo de eventos son poco comunes en este tipo de estructuras (Huamán & Mendoza, 2023). Es primordial determinar los coeficientes de presión local, dirección, momento y fuerzas resultantes en los puntos de aplicación de una estructura de tal forma que se permita calcular las cargas aerodinámicas de la estructura (Adrián, 2021).

Es fundamental realizar el análisis estructural de un proyecto antes de ser construido, el proyectista o consultor de obra debe de hacer prevalecer las exigencias mínimas de la norma E.030 (diseño sismorresistente), teniendo en cuenta que las estructuras deben de ser técnicamente seguras y económicas (Tupayachi, 2021). La norma peruana de diseño sismorresistente estipula el comportamiento sísmico y los métodos de diseño sísmico y los parámetros a tener en cuenta al momento de realizar el diseño sismorresistente de un proyecto (Anahua & Zapata, 2022).

El diseño sismorresistente de estructuras ha avanzado considerablemente en la última década mediante el uso de software de computadora especializados en el análisis estructural, los cuales permiten materializar el diseño y modelado de los componentes que forman parte de las estructuras, teniendo en cuenta los parámetros de la norma local el cual facilita elaborar proyectos en 3 dimensiones, componer el análisis sismorresistente y los cálculos definitivos de los elementos estructurales (Panta, 2021).

El análisis sismorresistente se ejecuta con la finalidad de determinar el comportamiento de las estructuras ante fuerzas externas ocasionados por movimientos sísmicos y que la estructura cumpla con las exigencias mínimas dadas por la norma E.030, para establecer el comportamiento de las fuerzas producidas por los elementos estructurales, el modelo dinámico valora la rigidez, características elásticas de la estructura. Se hace uso del modelo en 3 dimensiones para representar a las fuerzas verticales y se designa masas concentradas puntualizadas en el centro de gravedad en todos los niveles, tres grados de libertad que corresponde a un grado de rotación paralelo a la losa y dos traslacionales verticales, la masa de la estructura se obtiene a partir de cargas aplicadas como son el cien % de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva total el cual está relacionado con el uso de la edificación (Morocho, 2016).

Actualmente es más cotidiano apreciar proyectos de inversión construidas totalmente o parcialmente con elementos de acero ya que debido a sus propiedades mecánicas estos ofrecen soluciones estructurales en construcciones de gran envergadura ya que permite reducir el periodo de ejecución de los proyectos, esta orientación se debe a que ante la necesidad de proporcionar aceros con diversas propiedades de acuerdo a sus requerimientos ha conllevado a realizar diversas aleaciones y también este auge de la utilización del acero ha conllevado a mejorar los métodos para realizar el análisis de estructuras así como el uso de software especializados (Valdovinos, 2018).

El objetivo esta investigación es la de aplicación del método de los elementos finitos para realizar el análisis estructural, diseño sismorresistente y viento en una nave industrial de 36.7 m x 20.6 m de dos niveles de pórticos y una cobertura autoportante en la ciudad de Chachapoyas, para realizar este objetivo se tubo los siguientes objetivos específicos.

- Primero se determinó mediante data histórica el comportamiento climatológico del área de intervención.
- En segundo lugar, se diseñó los componentes estructurales de concreto armado y cubierta autoportante que conforman la nave industrial.

- Se modelo la estructura y cobertura autoportante, el diseño sísmico y se sometió a túnel de viento la estructura mediante software especializado.
- Finalmente se realizó la representación gráfica de los componentes que forman parte de la nave industrial.

II MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Localización del lugar de investigación

La zona de estudio donde se realizó el análisis sísmico y efecto de carga de viento con coordenadas este $E=183252.69$ m, coordenada norte $N= 9309828.47$ m y elevación de 2397 m.s.n.m ubicado en la ciudad de Chachapoyas sector denominado sur S4 Jr. Vía de Evitamiento C-01 en la provincia de Chachapoyas, con una superficie de 13000 m². En la figura 1 al 3 se visualiza la localización de la zona de estudio.

Figura 1. Ubicación geográfica del departamento de Amazonas y la provincia de Chachapoyas.

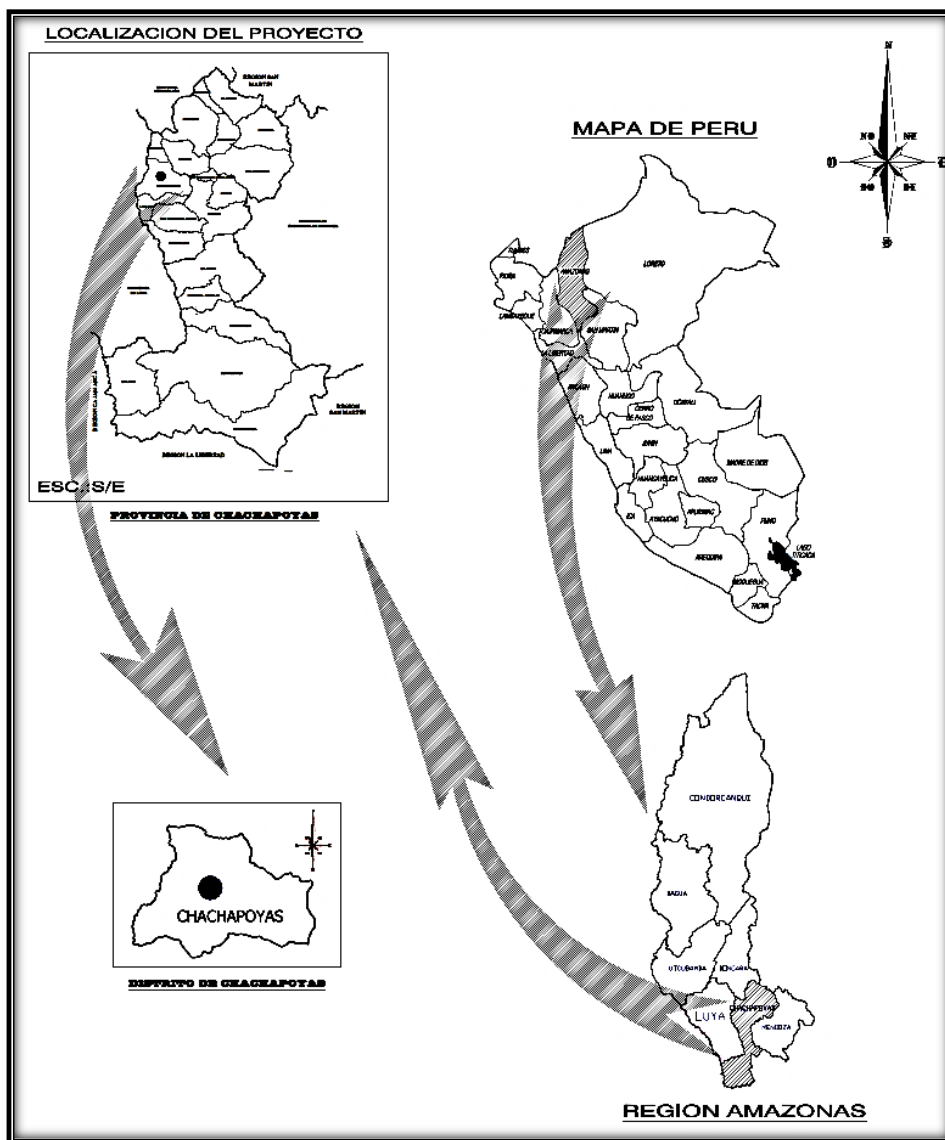


Figura 2. Plano de localización - catastro de la ciudad de Chachapoyas

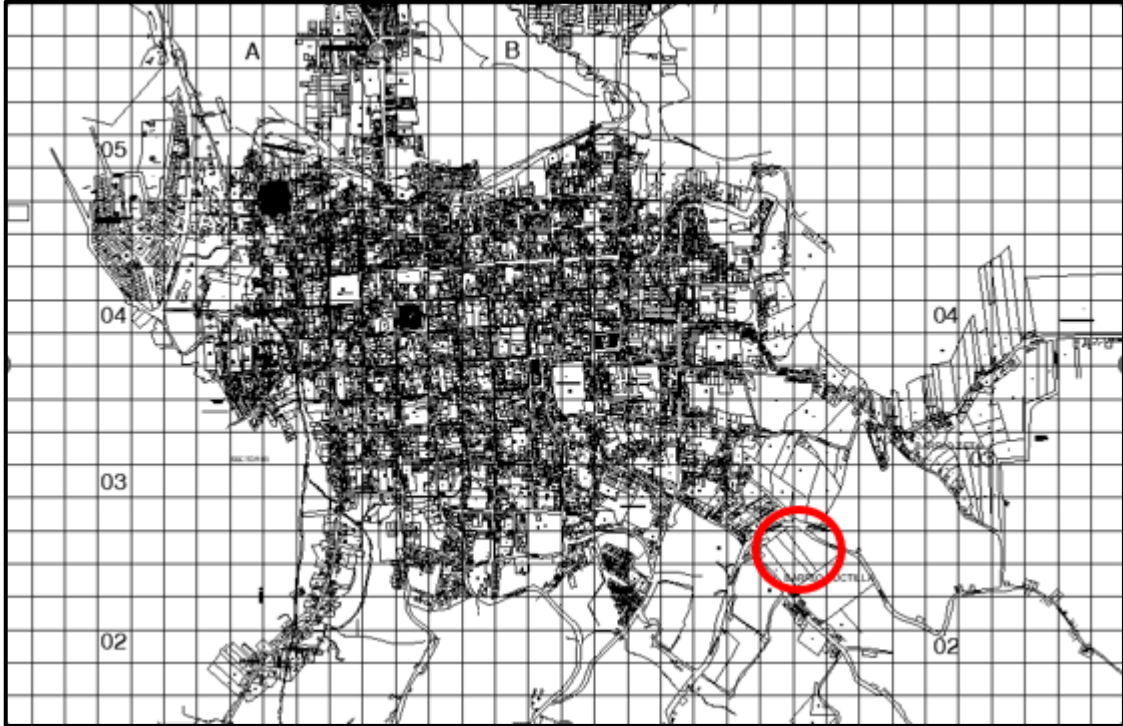
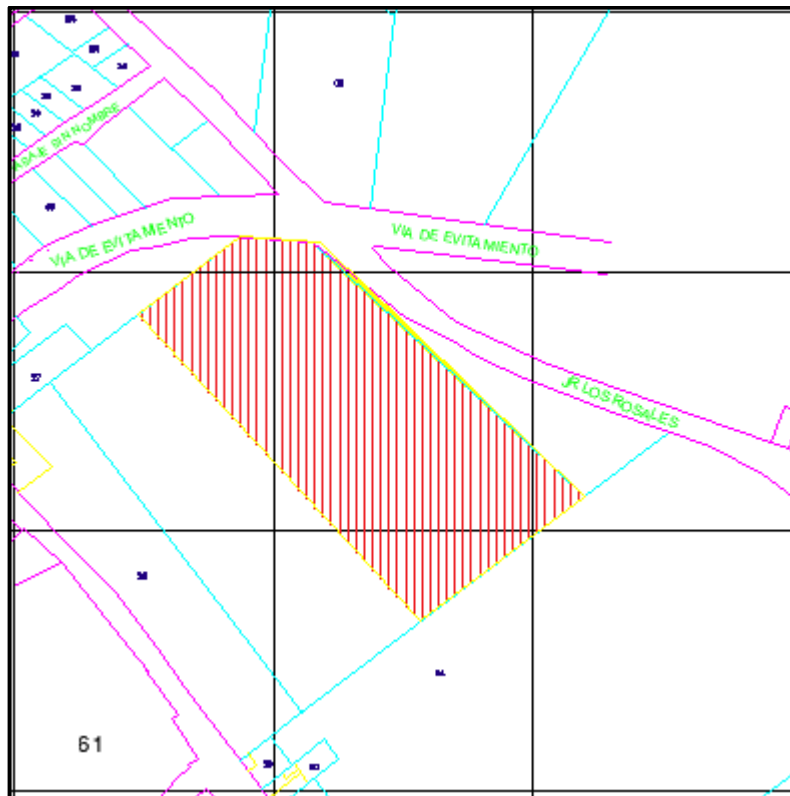


Figura 3. Ubicación del área de estudio de la nave industrial



2.1. Tipo de investigación

Esta investigación es de carácter descriptiva, de enfoque cuantitativo.

- Descriptiva: Porque se describieron los elementos estructurales y evalúa el comportamiento de la configuración estructural utilizado en el diseño y de la estructura.
- Cuantitativo: Ya que al haber realizado el análisis estructural con el software robot structural analysis, los resultados que se obtuvieron servirán para reforzar la hipótesis.
- La investigación es de tipo no experimental, ya que no se altera las condiciones iniciales en las que se expone las variables de estudio.

2.2. Diseño de la investigación

- La investigación de tipo no experimental debido a que se evaluó los datos provenientes del análisis de la estructura tipo nave industrial de dos niveles con el sistema estructural a porticado y finalmente evaluar cómo se comporta la estructura.
- Al ser la metodología descriptiva, porque se fundamentó en describir el comportamiento estructural de la configuración estructural empleada.

2.3. Muestra y muestreo

- Muestra abstracta: Una muestra que no se puede definir ya que no se puede visualizar debido a que la investigación nace producto de una propuesta de diseño arquitectónico que será diseñado, modelado y analizado con software especializado para estructuras robot estructural análisis.
- Muestreo: en el muestreo se hizo uso de la norma local RNE (Tabla 1).
 - ✓ E.020 Cargas
 - ✓ E.030 Diseño sismorresistente
 - ✓ E.050 Suelos y cimentaciones
 - ✓ E.060 Concreto armado
- Normas internacionales
 - ✓ ACI 318-19
 - ✓ AISC 360-16
 - ✓ ASTM A653

Descripción de la muestra

Fundamentándose en la normativa se elaboró la distribución arquitectónica de la estructura de dos niveles de 3.6 m cada una y una cobertura autoportante metálica de 4.6 m, el modelado y análisis tanto como estático y dinámico del sistema estructural.

2.4. Variable de estudio

- Variable de estudio(a)
a: Sistema estructural aporticado
- Variable de estudio(b)
b: Desplazamiento de la estructura

2.4.1. Técnicas de recolección de datos

El estudio tiene objetivos que se demostraron en base a una metodología que toma como punto de partida el método científico donde se quiere realizar demostrar y analizar los resultados obtenidos.

- Análisis documental.

La recopilación, análisis de la información mediante las referencias bibliográficas las cuales tienen por objeto sintetizar la información proveniente de tesis, revistas, artículos de investigación, libros y también proveniente del estudio de mecánica de suelos.

- Evaluación.

Finalmente, los resultados provenientes del análisis estático, dinámico y deformaciones de la cobertura autoportante se analizaron si cumple con las regulaciones de desplazamientos y deformaciones dado por las normas.

Tabla 1. Instrumentos

	TÉCNICAS	INSTRUMENTOS
Evaluación	Análisis documental	Artículos científicos, revistas, tesis, libros Estudio de mecánica de suelos Levantamiento topográfico Software Robot Structural Analysis Software Civil 3d Software paquete de office Software PTC Mathcad 8.0.0.0 Normas RNE ACI 318-19 ASTM A-653

Fuente: Elaboración Propia

2.5. Cargas de diseño

Las combinaciones de carga son afectadas por coeficientes de amplificación de cargas y reducción de la resistencia denominándose cargas factorizadas las cuales se usan para el cálculo de cargas ultimas a tensión, compresión también otras cargas actuantes dichas fuerzas no deben ser mayor a la resistencia nominal de los componentes afectado por un factor de reducción de la resistencia.

$$\text{Factor reductor de la resistencia}(\phi) * \text{resistencia nominal} \geq \text{fuerza factorizada}$$

La norma E.060 en el capítulo 9.2 establece los valores mínimos de las resistencias requeridas y combinaciones de carga.

Tabla 2. Combinaciones de carga

Combinaciones de carga
$U_1 = 1.4 CD + 1.7 CL$
$U_2 = 1.25 CD + 1.25 CL + SX$
$U_3 = 1.25 CD + 1.25 CL - SX$
$U_4 = 1.2 CD + 1.25 CL + SY$
$U_5 = 1.25 CD + 1.25 CL - SY$
$U_6 = 0.9 CD + 0.9 CL + SX$
$U_7 = 0.9 CD + 0.9 CL - SX$
$U_8 = 0.9 CD + 0.9 CL + SY$
$U_9 = 0.9 CD + 0.9 CL - SY$
$U_{10} = 1.25 CD + 1.25 CL + SVX (150 \text{ m/s})$
$U_{11} = 1.25 CD + 1.25 CL - SVX (150 \text{ m/s})$
$U_{12} = 1.25 CD + 1.25 CL + SVY (150 \text{ m/s})$
$U_{13} = 1.25 CD + 1.25 CL - SVY (150 \text{ m/s})$
$U_{14} = 1.25 CD + 1.25 CL + SVXY (150 \text{ m/s})$
$U_{17} = 0.9 CD + SVX (150 \text{ m/s})$
$U_{18} = 0.9 CD - SVX (150 \text{ m/s})$
$U_{19} = 0.9 CD + SVY (150 \text{ m/s})$
$U_{20} = 0.9 CD - SVY (150 \text{ m/s})$

Fuente: E.060 RNE

Donde:

U=Carga factorizada de diseño

CD: Carga muerta

CL: Carga viva

SX: Carga de sismo en la dirección x

SY: Carga de Sismo en la dirección y

SVX: Simulación de viento en la dirección X

SVY: Simulación de viento en la dirección Y

SVXY: Simulación de viento en la dirección XY

De mismo modo la norma E.60 del RNE capítulo 9.3 establece los valores de los factores de reducción de la resistencia.

Tabla 3. Coeficientes de reducción de la resistencia

Diseño	Coeficiente ϕ
Flexión	0.9
Corte o torsión	0.85
Para otros elementos	0.7
Aplastamiento del Concreto	0.7
Anclajes	0.65

Fuente: E.60 RNE

2.6. Características de los materiales

El material que predomina en la estructura es el concreto armado por lo tanto definimos algunas características de los materiales usados a si mismo del acero de cobertura.

Tabla 4. Propiedades de los materiales

Resistencia a la compresión del concreto	$f'c=210 \text{ kgf/cm}^2$.
Deformación unitaria	$E_{cu}=0.003$
Módulo de elasticidad	$E_c=15100 f'c^{1/2}=218819.78 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de poisson	$\nu=0.15$
Acero de refuerzo	
Fluencia del acero corrugado	$f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_s= 2000000 \text{ kgf/cm}^2$
Def. máxima	$\epsilon_s=0.0021$

Fuente: Elaboración Propia

2.7. Metrado de cargas

El diseño de estructuras está limitado por normas y especificaciones técnicas estas dictaminan las características de los materiales, las especificaciones técnicas en el área de ingeniería son desarrolladas por diversas organizaciones.

2.7.1. Cargas

Las cargas son todas aquellas actuantes en una estructura, el cálculo de estas es de vital importancia ya que actúan durante todo el periodo de destino de la estructura, después de elaborar el Metrado de cargas realizamos el análisis de estructuras sometiendo a la estructura a las combinaciones de cargas más desfavorables que puedan ocurrir en cualquier momento. Las cargas se clasifican como cargas muertas, vivas, ambientales y de viento según la norma E.020 capítulos 3, 6 y 8.

2.7.1.1. Cargas muertas

Son todas aquellas de valor constante que se sitúan en una misma ubicación estas son producidas por el mismo peso de la estructura y fijadas a la misma, en una estructura de acero algunas cargas están dadas por los componentes estructurales como vigas, columnas, pisos, muros coberturas instalaciones y otros.

Tabla 5. Cargas muertas

Material	Cargas
Concreto reforzado	2400 kg/m ³
Acero estructural	4200 kg /cm ²
Concreto simple	2320 kg/m ³
Cielo Razo	30 kg/m ²
Losa hl=0.17m	250 kg/m ²
Losa hl=0.2m	280 kg/m ²
Losa hl=0.25m	320 kg/m ²
Losa hl=0.3m	370 kg/m ²
Albañilería	100 kg/m ²

Fuente: E.20 RNE

2.7.1.2. Cargas vivas

Están dadas por el uso u ocupación de la estructura como son los muebles equipamientos.

Tabla 6. Cargas vivas

Ocupación	Carga kg/m ²
Almacenaje	500
Ss.hh	300
Sala de lectura	300
Sala de lectura	750
Comedor y escalera	400
Aula	250
Talleres	350
Auditorio	300
Laboratorio	300
Garajes	250
Sala de operación	300
Habitaciones	200
Albañilería	100 kg/m ²

Fuente: E.020 RNE

2.7.1.3. Cargas ambientales

Las cargas ambientales son producidas por el ambiente en función al lugar donde está localizada la estructura estas son producidas por la lluvia, la nieve, el viento, los sismos y cambios de temperatura.

2.7.1.4. La nieve

La nieve es causada por un fenómeno meteorológico donde se da la precipitación de cristales de hielo de dimensiones fractales y se agrupan en copos, en el Perú se tiene ocho pisos altitudinales de las cuales la región puna que se encuentra a una elevación de 300-4000 m.s.n.m donde las temperaturas decaen por debajo de los 6° y es donde generalmente cae nieve, precisamente en los departamentos de Tacna, Moquegua, Arequipa, Apurímac y en menor intensidad en las zonas altas de Lima y Huancavelica.

2.7.1.5. Cargas de viento

En las últimas décadas han acontecido demasiados reportes de fallas estructurales producidas por cargas de viento, la magnitud de la carga de viento varía según la ubicación geográfica de la estructura, la elevación con respecto a nivel del mar, la cercanía a la naturaleza y demás estructuras, la acción del viento actúa como fuerza de presión en las superficies verticales esta fuerza se denominado barlovento y como succión en las superficies verticales planas.

El clima de nuestro país se encuentra establecido por su ubicación geográfica dentro la zona intertropical esto produce que no exista diferencias marcadas entre las estaciones del año como son verano e invierno, también la Cordillera de los Andes y sus cadenas montañosas causan que se posea diversos climas desde climas cálidos a climas gélidos y por último la presencia de los vientos alisios originados del anticiclón del Pacífico Sur.

En el caso de las estructuras sus elementos exteriores y cerramientos deben de ser diseñadas para resistir cargas tanto de presión, succión interiores y exteriores como consecuencia del viento por los menos en dos orientaciones horizontales perpendiculares entre sí.

Tabla 7. Clasificación de las edificaciones

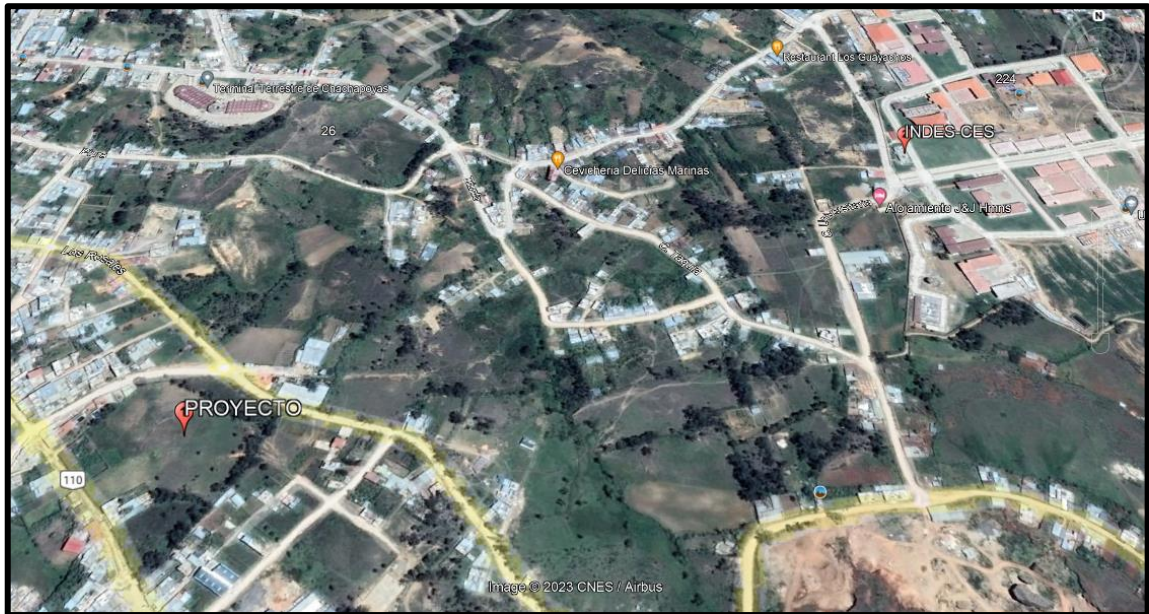
Tipo	Estructura
TIPO I	Edificios de poca altura, coberturas capaces de soportar cargas sin deformarse
TIPO II	Tanques elevados, paneles publicitarios
TIPO III	Edificaciones que tienen características aerodinámicas como arcos, domos, chimeneas, antenas y coberturas colgantes

Fuente: E.020 RNE

2.7.1.6. Velocidad del viento para el diseño

La velocidad de diseño hasta una altura de 10 m se calcula con la velocidad máxima en el área del proyecto según la norma E.020 artículo 12.3, pero esta no debe ser menor a 75 km/h, el reglamento nacional de edificaciones permite utilizar otra fuente de datos siempre y cuando exista mediciones con un grado aceptable de confiabilidad podrá adoptarse por la velocidad de diseño proveniente del estudio.

Figura 4. Ubicación del proyecto



Para el cálculo de la velocidad máxima del viento se cuenta con registros de datos de la estación meteorológica (INDES-CES) modelo DAVIS Vantage Pro 2 ubicada en el campus universitario la cual está ubicada a 900 m aproximadamente de la ubicación del proyecto que es la única que posee el equipo necesario para poder determinar las velocidades de viento las cuales serán sometidos a un método de distribución normal en un intervalo de retorno de 50 años con una probabilidad del 5 % con la finalidad de determinar una variable semejante a una situación ideal.

Ecuación 1. Velocidad de diseño del viento.

$$V_h := v \cdot \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Donde

V_h : Velocidad del viento (km/h)

v : Velocidad máxima

h : Altura de la edificación

Carga exterior del viento

La acción de las cargas exteriores ejercida por el viento se simulará como estática y perpendicular a la superficie de contacto.

Ecuación 2. Carga exterior de viento.

$$P_h := 0.0005 \cdot c \cdot V_h^2$$

Donde

P_h : Succión o presión de viento kg/m^2

c : Factor de forma

V_h : Velocidad de diseño kg/h

2.7.2. Diseño sismorresistente

Diversas partes del mundo están ubicadas en zonas sísmicas y nuestro país no está exento a este fenómeno natural debido a que se encuentra ubicado en la placa Sudamericana y la placa de Nasca que está localizada en el océano Pacífico, desde las costas hacia mar adentro desplazándose 6 cm al año, está al ser más densa y pesada por ello desciende por debajo de la placa Sudamericana causando movimientos sísmicos, la actividad volcánica de algunos volcanes activos como es el Socabaya ubicado en el departamento de Arequipa causan movimientos sísmicos en zonas cercanas a este.

En el momento del evento sísmico ocurre una aceleración de la superficie de contacto que a su vez puede descomponerse en elementos horizontales y verticales, el análisis estructural debe de considerar la respuesta de la estructura ante el movimiento sísmico, también la distribución de masa de la estructura, su rigidez, teniendo más incidencia en edificios de mayor altura, produciendo en estos el efecto de látigo, la norma E.030 establece las condiciones mínimas para el diseño sismorresistente.

2.7.2.1. Zonificación sísmica

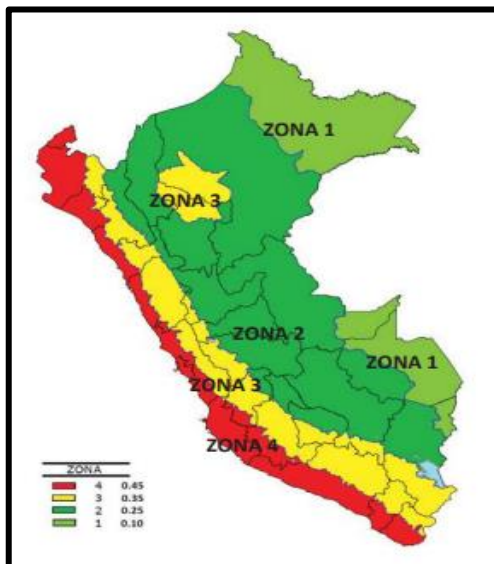
Se distribuye el territorio nacional en cuatro zonas, esta división se fundamenta en las características generales de los sismos en referencia a su epicentro y la información neotectónica, a cada zona le corresponde un factor Z , este factor se deduce como la aceleración máxima en un suelo de características rígidas.

Tabla 8. Zonificación sísmica

Zona	Z
1	0.1
2	0.25
3	0.35
4	0.45

Fuente: E.30 RNE

Figura 5. Zonas sísmicas



Fuente: E.030 RNE.

Los valores de los factores Z han sido calculados para una aceleración horizontal del suelo con una 10 % de probabilidad de que ocurra de 50 años como periodo de retorno.

La fuerza de cortante en la base se calcula con la ecuación.

Ecuación 3. Fuerza cortante en la base

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde

V=Cortante en la base

Z=Factor de zona sísmica

U=Uso e importancia de la estructura

C=Amplificación sísmica

S=Factor tipo de suelo

R=Coefficiente de reducción sísmica

P=Cargas muertas

2.7.2.2. Factor de uso(U)

Este factor se encuentra determinado por el uso o funcionalidad de la estructura, el cual la divide en cuatro categorías o clasificaciones, las viviendas se encuentran en una clasificación C como edificaciones comunes, desde una perspectiva personal se debería de dar la importancia debida a este tipo de estructuras ya que es aquí donde realizamos mayormente nuestra convivencia.

Tabla 9. Factor de Uso

Cat	Des	Factor(u)
A	Infraestructuras de uso para salud y también las que puedan ser utilizadas como refugio después del evento sísmico	1.5
B	Estructuras con bastante capacidad de aforo de personas estadios, centros comerciales, teatros, cines	1.3
C	Oficinas, viviendas, hoteles	1.0
D	Estructuras de uso temporal	

Fuente: E.030 RNE

2.7.2.3. Factor de suelo

Los factores de suelo se dividen en cuatro rangos teniendo en cuenta la velocidad en la que se propagan las ondas de corte.

Tabla 10. Factor de suelo

Zona/suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.8	1.00	1.60	2.00
Z ₃	0.8	1.00	1.20	1.40
Z ₂	0.8	1.00	1.15	1.2
Z ₁	0.8	1.00	1.05	1.1

Fuente: E.030 RNE

2.7.2.4. Coeficiente básico de reducción sísmica(R)

Las configuraciones estructurales se organizan según los sistemas constructivos y materiales que son sismorresistentes en cada dirección.

Tabla 11. Coeficiente de reducción sísmica

Sistema estructural	Coef de reducción
Acero	
Pórticos especiales resistente a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistente a momentos (IMF)	5
Pórticos ordinarios resistente a momentos (OMF)	4
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	7
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

Fuente: E.030 RNE

2.7.2.5. Factor de amplificación sísmica(C)

Para calcular el valor de la amplificación sísmica se tiene las siguientes condiciones.

Ecuación 4. Factores de amplificación sísmica.

$$T < T_P \quad C = 2.5; \quad T_P < T < T_1 \quad C = 2.5 * T_P / T; \quad T > T_1 \quad C = 2.5 * (T_P * T_1) / T_2$$

De los cuales los valores T_P y T_1 se obtiene

Tabla 12. *Parámetros de sitio*

Periodo/suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P	0.3	0.4	0.6	1.0
T ₁	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: E.030 RNE

2.7.2.6. Periodo fundamental.

El periodo fundamental de vibración (T) se determina con la siguiente ecuación.

Ecuación 5. Periodo fundamental de vibración.

$$T = \frac{h_n}{c_t}$$

Donde h_n =Altura de la edificación

Tabla 13. *Periodo fundamental de vibración*

c _t	sistema
35	Pórticos de concreto armado sin muros de corte y pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos
45	Pórticos de concreto armado con muros de ascensor y pórticos de acero con arriostres
60	Para edificios de concreto armado duales y muros de ductilidad limitada

Fuente: E.030 RNE

2.8. COLUMNAS.

Las columnas son componentes estructurales verticales que tienen como finalidad la transmisión de cargas derivadas de las losas y vigas hacia las cimentaciones, la unión de columnas y vigas conforman pórticos los cuales moderan los desplazamientos horizontales causados por fuerzas sísmicas.

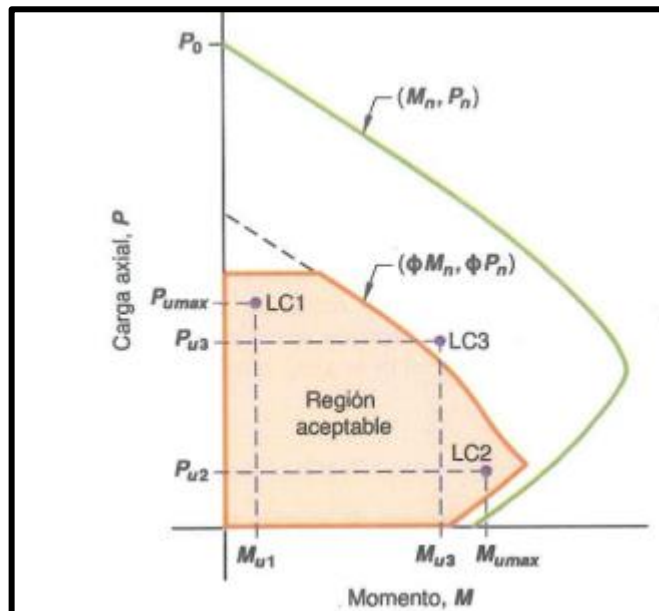
Las columnas se predimensionan en función a su ubicación ya sea centrales o laterales

$$\text{área de columnas} := \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \cdot f'c} \quad \text{Ecuación 6. Columnas centrales}$$

$$\text{área de columnas} := \frac{P(\text{servicio})}{0.35 \cdot f'c} \quad \text{Ecuación 7. Columnas laterales}$$

Las columnas actúan bajo cargas de flexo compresión que se genera por la actuación sincrónica de fuerzas axiales y momentos flectores, para efectuar el diseño de columnas se elabora el diagrama de interacción el cual en el eje “x” representa a los momentos flectores, en el eje “y” la resistencia a compresión y tensión de las fuerzas axiales para cada sentido del análisis estructural.

Figura 6. Diagrama de interacción en columnas



Fuente: ACI 318-19.

En la elaboración del diagrama de interacción asumimos una sección transversal con sus propiedades mecánicas, por tanto, si aplicamos una carga axial “P” y un momento máximo “M” a este le corresponderá un par ordenado dentro del diagrama, el diseño es válido cuando los pares ordenados se ubican dentro del diagrama de interacción.

En referencia a la cuantía del acero de refuerzo a flexión la norma local lo regula dentro del 1% y el 8% siendo lo más recomendable el 3%.

2.8.1. Diseño por corte

Las barras de refuerzo longitudinal siempre deberán de estar contenidas por acero de refuerzo transversal, en caso de que la colocación de aceros sea en forma circular se puede utilizar un solo estribo tipo espiral utilizamos la ecuación número 8 para determinar la cortante del concreto.

$$V_C := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{Nu}{140 \cdot Ag} \right) \cdot b_w \cdot d$$

Ecuación 8. Aporte del concreto en elementos a compresión.

La resistencia de la cortante requerida por el acero y el espaciamiento necesario se determina mediante.

$$V_S := \frac{V_u}{\phi} - V_C$$

Ecuación 9. Resistencia al corte del acero

$$s := \frac{A_V \cdot f_y \cdot d}{V_S}$$

Ecuación 10. Separación máxima

Espaciamiento máximo para refuerzo a cortante

$$V_s \leq 0.33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Ecuación 11. Aporte máximo del refuerzo transversal

Elegimos el menor de d/2 o 60 cm

$$V_s \geq 0.33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Elegimos $d/4$ o 30 cm.

2.9. Vigas

Las vigas se predimensionan con un peralte de $h/12$ o $h/9$, considerando que estas no deben de tener anchos inferiores a 25 cm por razones sísmicas según la norma E.060.

2.9.1. Diseño por flexión de vigas

Algunos elementos estructurales alargados se encuentran bajo la acción de cargas considerables las cuales son perpendiculares a su plano las cuales causan deformaciones, al suceder esto los momentos flextores son resistidos por las fuerzas internas de la viga.

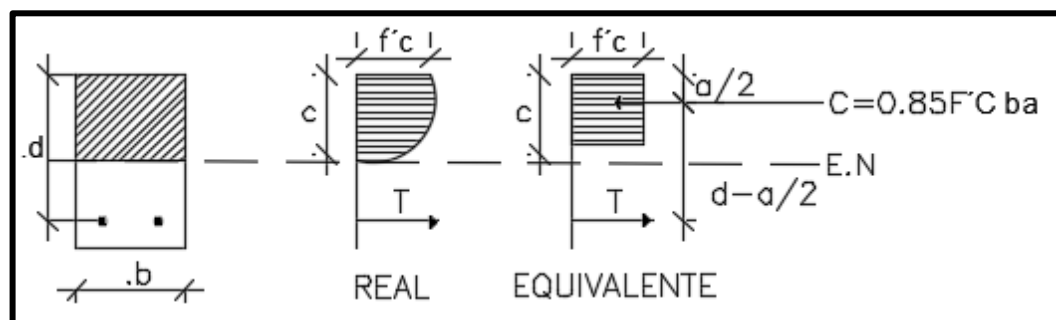
Vigas sometidas a flexión.

Donde el valor de β_1 dependerá de la resistencia del concreto.

$\beta_1 = 0.85$ para concretos con resistencia a fuerzas de compresión $f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ para concretos con resistencia $>$ a 280 kg/cm^2 se reducirá 0.05 cada que se aumenta en 70 kg/cm^2 también el valor de β_1 nunca será menor de 0.65, en el caso de valores intermedios de la resistencia del concreto se debe de tabular para conocer el valor de β_1 .

Según unos de los principios del equilibrio del gráfico 05 se puede deducir que.

Figura 7. Diseño de viga simplemente armada.



$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = A_s \cdot F_y$$

Donde

b: Ancho de la base del elemento

a: Altura del bloque a compresión

d: Peralte

As: Área del acero a refuerzo a tensión

De la ecuación anterior deducimos la altura del bloque de compresión.

$$a := \frac{As \cdot Fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

Ahora definimos el índice de refuerzo ω .

$$\omega := \frac{\rho \cdot Fy}{f'c}$$

Donde ρ es la cuantía del acero a tensión y d el peralte

$$\rho := \frac{As}{b \cdot d}$$

$$a := \frac{\rho \cdot d \cdot Fy}{0.85 \cdot f'c} = 1 \frac{\omega \cdot d}{0.85}$$

El momento resistente nominal está dado por la ecuación.

$$Mn := C \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Remplazamos c en la ecuación y también a

$$Mn := 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \frac{a}{2d} \right)$$

$$Mn := 0.85 \cdot f'c \cdot \left(\frac{\omega \cdot d}{0.85} \right) \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \left(\frac{\omega \cdot d}{0.85} \right) \left(\frac{1}{2d} \right) \right)$$

$$Mn := f'c \cdot \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.7} \right)$$

$$Mn := b \cdot d^2 \cdot f'c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega)$$

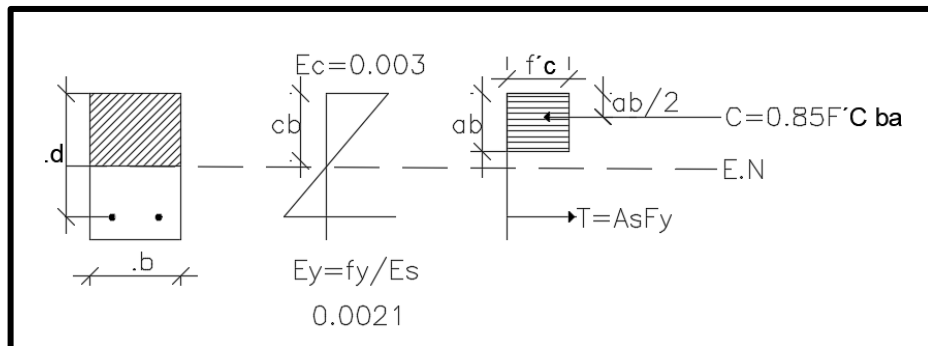
$$Mu := 0.90 \cdot b \cdot d^2 \cdot f'c \cdot \omega \cdot (1 - 0.59 \cdot \omega)$$

Ecuación 12. Momento ultimo resistente

2.9.2. Cálculo de cuantía balanceada

De las fórmulas anteriores es válido solo cuando esfuerzo del acero es igual al intento de fluidez. Esto ocurre siempre que la cantidad de la sección sea \leq a la cantidad equilibrada. En la figura 8 se muestra las particularidades de una sección balanceada.

Figura 8. Diseño de viga simplemente armada



$$c_b := \frac{0.003 \cdot E_s \cdot d}{f_y + 0.003 \cdot E_s}$$

$$c_b := \frac{6000 \cdot d}{f_y + 6000}$$

$$a_b := \beta_1 \cdot c_b$$

$$a_b := \frac{\omega_b \cdot d}{0.85}$$

$$a_b := \frac{\rho_b \cdot f_y \cdot d}{0.85 \cdot f'c}$$

ρ_b = Cuantía balanceada

$$\rho_b := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{f_y + 6000} \right)$$

Ecuación 13. Cuantía balanceada.

2.9.3. Diseño por cortante

Las fuerzas cortantes que debe de resistir una viga es la que proporciona el concreto y el acero transversal mediante los estribos.

$$V_C := 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Ecuación 14. Cortante del concreto.

La norma local establece que la resistencia al, corte del acero está dada por.

$$V_S := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Pero en el diseño por cortante en vigas se debe de cumplir los siguiente.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

V_u es la fuerza cortante ultima proveniente como resultado del análisis de estructuras a una distancia “d” a una cara del apoyo de lo anterior se puede deducir el valor de V_s ya que el valor de la cortante que aporta el concreto es constante.

$$V_S := \frac{V_u}{\phi} - V_C$$

$$s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_S}$$

El aporte máximo del refuerzo transversal debe de ser.

$$V_{Smax} := 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Espaciamientos máximos de refuerzo trasversal.

Si $V_S \leq 1.1 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$ se aplica

$$S_{max} := \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm}$$

$$V_s \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$S_{max} := \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm}$$

2.10. Cimentaciones

Se conoce como cimentación a la parte más baja de una estructura, su función es la de transmitir la carga de la edificación al suelo que esta fundado, el diseño adecuado de un edificio se fundamenta en que la carga debe transferirse adecuadamente sin sobre esforzarlo la cual puede derivar en asentamientos diferenciales en la estructura.

2.10.1. Tipo de cimentaciones

Las cimentaciones se clasifican en dos tipos como profundas y superficiales, sus principales diferencias son sus características geométricas, comportamiento ante las cargas actuantes de las estructuras y procesos constructivos.

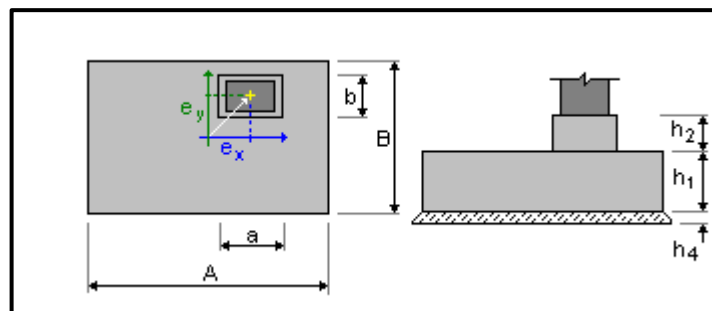
2.10.1.1. Cimentaciones superficiales

El concepto de cimentación superficial se conoce como aquellas donde la profundidad de la base de la cimentación es menor a dos veces su ancho, existen diversos tipos de cimentaciones superficiales como son las zapatas combinadas, aisladas, plateas de cimentación y cimientos corridos.

2.10.1.2. Zapatas aisladas

Son aquellas cimentaciones puntuales sometidas a cargas axiales un ejemplo de estas son los pilares se aplican en terrenos de buena capacidad portante estas pueden ser cuadradas, rectangulares o circulares.

Figura 9. Zapata aislada

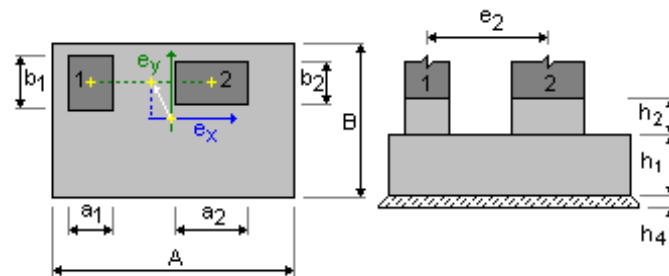


Fuente. Robot structural análisis

2.10.1.3. Zapatas combinadas

Las zapatas combinadas se utilizan para soportar la carga proveniente de dos o más columnas, en algunos casos en el momento de estructurar un proyecto arquitectónico existen columnas aledañas sometidas a cargas altas y sus cimentaciones se superponen y una de las opciones es que se diseñen como zapatas aisladas.

Figura 10. Zapata combinada

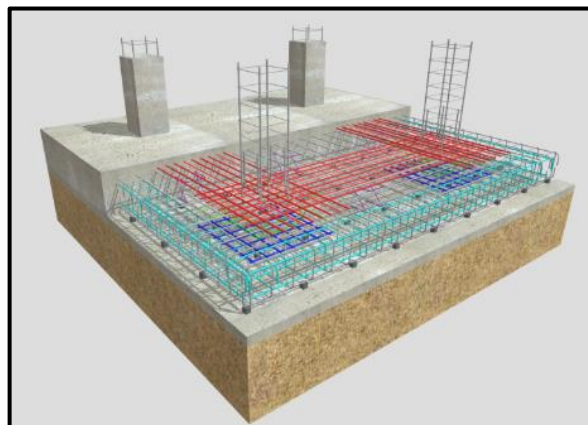


Fuente. Robot structural analysis

2.10.1.4. Plateas de cimentación

Una platea de cimentación es una losa de concreto armado sobre un área grande que es usada para soportar las cargas de los componentes estructurales, este tipo de cimentación es usual en suelos de baja capacidad portante, en algunos casos al diseñar la cimentación ya sea zapatas aisladas o combinadas que ocupan un gran porcentaje del área de cimentación por lo que resulta más conveniente elaborar una sola losa, este tipo de cimentación es favorable para reducir el asentamiento diferencial entre columnas.

Figura 11. Placa de cimentación



2.10.2. Cimentaciones profundas.

Las cimentaciones profundas son usadas fundamentalmente en suelos de baja capacidad portante de tal forma que las cargas derivadas por el peso propio de la estructura deben de ser transmitidas a suelos más favorables a mayor profundidad, este tipo de cimentación tienen variedad de usos como para la construcción de muelles, puentes, plataformas petroleras.

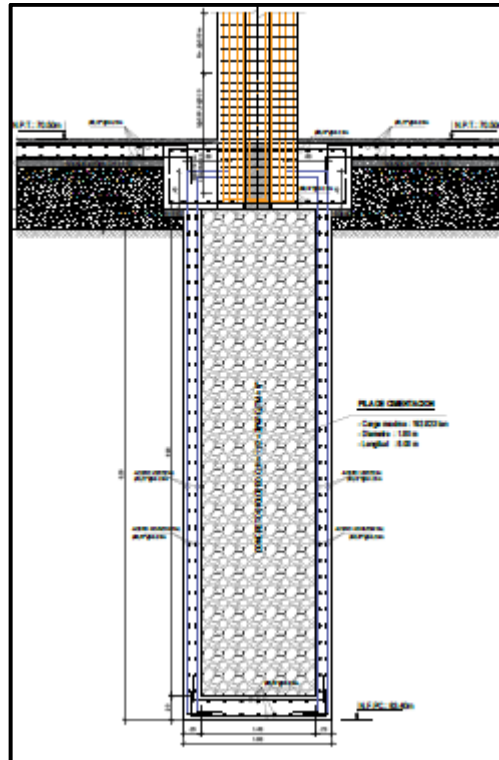
2.10.2.1. Los pilotes

Unas de las cimentaciones profundas que mayormente son más utilizadas para la transmisión de cargas a suelos de mayor capacidad portante son los pilotes, estos son componentes estructurales elaborados con concreto, acero y a veces de madera, cuando una o más capas de suelo son blandas e incapaces de soportar cargas que son transmitidas por la estructura este método de cimentación es económicamente más costosa y también en zonas urbanas el proceso de hincado puede ser demasiado complejo ya que de acuerdo a las características del pilote este puede ocasionar incidencias en otras estructuras.

2.10.2.2. Pilas perforadas

Este tipo de cimentación es semi profunda caracterizada por pilas de cimentación con cabezales que transmiten la carga de las columnas y muros hacia esta, los términos de pilote de tubo llenado con concreto, se refiere a una pila vaciada en el lugar que por lo general tienen 75 cm o más de diámetro con y sin refuerzo de acero o sin fondo ensanchado.

Figura 12. Pila perforada

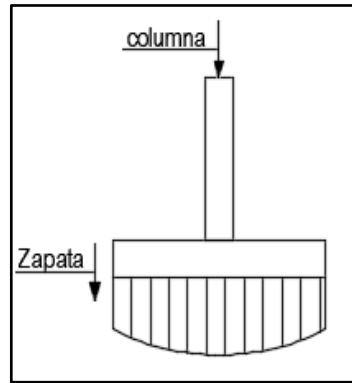


2.11. Capacidad portante

Los suelos tienen propiedades físico químicas diferentes y actúan de diferente manera al ser sometidos bajo la acción de cargas, si comparamos por ejemplo la reacción de un suelo granular y un suelo compuesto por limo y arcilla.

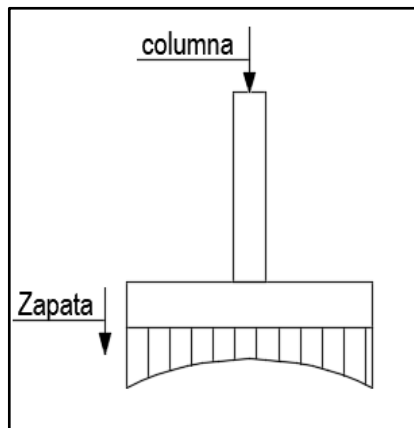
En suelos granulares la presión es mayor en el centro a comparación de los extremos, las cargas actuantes al ejercer presión desplazan el suelo de los extremos este desplazamiento está condicionado por la profundidad de desplante de la cimentación, los suelos limo arcillosos por el contrario las mayores presiones se dan en los extremos, el suelo que rodea el área de la zapata comprime a causa de la cohesión y por eso las reacciones aumentan.

Figura 13. Reacción de suelo granular



Fuente. E harmsen

Figura 14. Reacción suelo arcilla limo



Fuente. E harmsen.

2.11.1.1. Cimentaciones cargadas excéntricamente

En zapatas con carga excéntrica el suelo de fundación actúa con una reacción de forma trapezoidal.

Cuando la excentricidad de la carga es < que L/6 la presión ejercida en el borde de la zapata.

$$q_{12} := \frac{P}{SL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

e: Excentricidad de la carga

S: Longitud de la cimentación perpendicular al sentido del análisis

L: Longitud de la cimentación paralelo al sentido de análisis

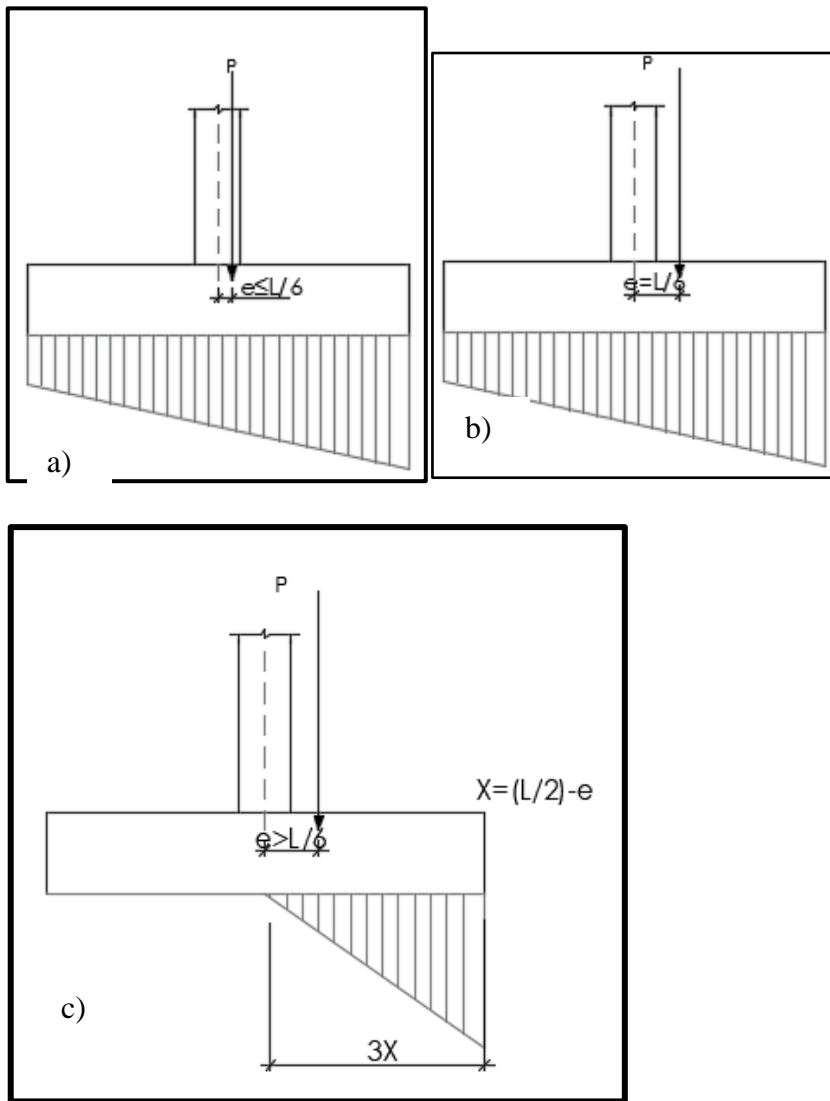


Figura 15. a) Carga excéntrica $e < l/6$ b) Carga excéntrica $e = l/6$ c) Carga excéntrica $e > l/6$

Cuando la excentricidad de la carga es mayor que $L/6$ la presión ejercida en los extremos. En este caso donde el valor de la excentricidad es mayor a $L/6$ uno de los extremos de la cimentación no recibirá la acción de ninguna carga actuante la distribución de la carga será de forma triangular y para que esta se encuentre en equilibrio la línea de aplicación de la carga actuante debe de coincidir con la línea de aplicación de la reacción del suelo para que no se presente momentos derivados de la excentricidad.

$$q_{12} := \frac{2 P}{3 S \cdot \left(\frac{L}{2 - e} \right)}$$

Ecuación 15. Presión en el extremo de la cimentación.

2.11.1.2. Presión neta del suelo y predimensionamiento de zapatas

En lugar de utilizar los tres términos finales, definimos la capacidad portante, que es la capacidad de reacción del suelo por la acción de la sobrecarga, el peso del suelo por encima de la zapata y el peso propio de la zapata, la capacidad portante neta es igual a la suma de las cargas de sobrecarga actuantes y potenciales realizados por la columna.

Ecuación 16. Presión neta del suelo.

$$q_e := \sigma_t - (\gamma_{cs} \cdot h_s) - (\gamma_{cz} \cdot h_z) - (\gamma_s \cdot h_{\text{suelo}}) - sc$$

q_e : Capacidad portante neta.

σ_t : Capacidad admisible de suelo.

γ_{cs} : Peso específico del suelo.

γ_{cz} : Peso específico del concreto.

h_{suelo} y h_s : Altura del suelo encima de la zapata

A : Carga externa sin amplificar/ q_e .

$$q_{sm} := 1.33 q_e - \gamma_{cs} \cdot h_s - \gamma_{cz} \cdot h_z - sc$$

Determinada el área de la cimentación ya sea de tipo rectangular, circular o cuadrada verificada la presión del terreno, en esta esta etapa tendremos en cuenta los momentos transmitidos a través de la columna, en caso que los valores de los esfuerzos sean mayores a la capacidad de carga incrementaremos las dimensiones de la zapata, en caso de zapatas bajo la acción de cargas sísmicas realizamos una segunda comprobación, las cargas sísmicas actúan de por periodos breves de tiempo.

2.11.1.3. Reacción amplificada del suelo

La reacción amplificada del suelo se utiliza para calcular la fuerza ejercida en el proceso de cimentación y para determinar el índice de refuerzo del acero. La reacción del suelo no amplificable se compone del peso del suelo, el peso de la zapata, el peso del suelo y la carga del suelo y de la columna. Los tres primeros son partículas de suelo distribuidas mientras que la carga de la columna es causada por partículas de suelo concentradas como resultado, las partículas iniciales no provocan flexión ni corte en la estructura.

La amplitud de las cargas de las columnas es la que determina la amplitud de la reacción del suelo. El cálculo del esfuerzo del suelo en la cimentación debe tener en cuenta la distribución de la reacción del suelo, pero por razones de simplicidad, se supone que la presión del suelo es uniforme e igual a la cantidad máxima de esfuerzo del suelo.

2.11.1.4. Verificación de corte

El diseño por cortante se puede analizar como vigas, losas en dos direcciones, analizaremos dos casos flexión y punzonamiento, el corte por fuerzas de flexión está relacionado al comportamiento en una sola dirección de la cimentación, el punzonamiento está relacionado al comportamiento en dos direcciones. En general, no se realiza ningún esfuerzo cortando las cimentaciones; en cambio, se verifica que el concreto solo soporte esfuerzos, y si es necesario, se aumenta la altura del tacón de la zapata.

Corte por flexión.

Definimos la resistencia a corte del concreto como.

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d$$

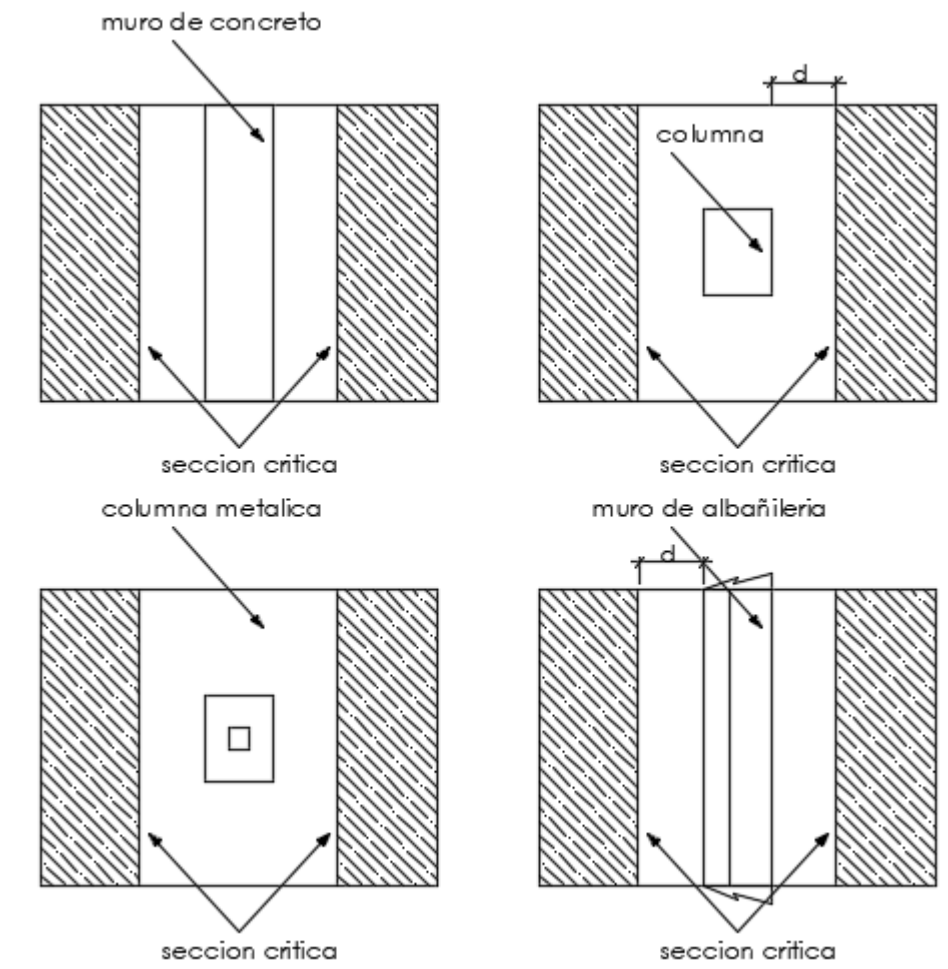
Ecuación 17. Resistencia al corte del concreto

Donde

B: Ancho de la sección analizada.

d: Peralte de la cimentación.

La ubicación de la zona crítica está relacionado con la condición de la cimentación, si se habla de columnas, muro o pedestales, cercanas a la zapata, se ubicará a una distancia “d” de la cara, para columnas con placas de anclaje se ubicará a una distancia “d” de la sección media entre las columnas y el borde de la placa base, en muros y columnas la zona crítica se localizará a una distancia “d” de la sección entre el eje del muro y su cara.



La resistencia del concreto a punzonamiento es igual al menor valor de las siguientes ecuaciones.

$$\phi V_c \leq 0.27 \cdot \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\phi V_c \leq 0.27 \cdot \left(2 + \frac{\alpha \cdot d}{b_0} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$\phi V_c \leq 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

Ecuación 18. Resistencia al corte por punzonamiento.

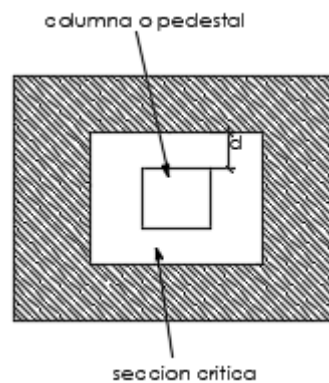
V_c : Resistencia al corte.

B_c : Coeficiente de relación entre el lado menor y mayor de la columna.

b_0 : Perímetro de la sección crítica.

α : Parámetro 30 para columnas laterales, 20 para columnas esquineras ,40 para columnas interiores.

En este caso, la sección crítica está definida por 4 rectángulos paralelos a los bordes de la columna y ubicados a “d/2” de la cara; si hay placa de anclaje, se colocará a “d/2” de la sección central en la cara de la columna y del borde de la placa. Si es de albañilería, la columna. El corte aplicado V_c será el resultado de la presión amplificada del suelo en la zona sombreada mostrada en la figura. La zona crítica se localizará a d/2 de la línea media entre el eje y el borde de la columna.



2.11.1.5. Refuerzo longitudinal por flexión

Evaluamos como si fuese una losa que está sujeta a flexiones en dos direcciones la cimentación; el diseño de refuerzo se realiza a través de la flexión en cada dirección en sí sola, analizando la zapata como si fuera un volado.

La parte crucial para el diseño por flexión se encuentra en la cara de la columna, el muro si están hechos de concreto, o en el eje central de los muros. En caso de columnas base la parte crucial se encuentra en la mitad entre la cara de la columna y el borde de la plancha.

En el caso de zapatas rectangulares, el esfuerzo longitudinal debe distribuirse de manera uniforme a lo largo de la toda la cimentación el esfuerzo paralelo hacia la dirección $>$ también debe ser uniforme, sin embargo, el esfuerzo perpendicular a esta debe reconcentrarse debajo de la columna en una franja de igual longitud a la dimensión menor de la zapata, La cantidad de esfuerzo que se debe poner en esta área está determinada por

$$\frac{\text{refuerzo debajo la columna}}{\text{refuerzo total}} = \frac{2}{\beta + 1}$$

Ecuación 19.refuerzo longitudinal

Donde β : Cociente del lado mayor de la zapata entre el lado menor

El resto de la cimentación se divide en acero, considerando que no debe ser inferior en el refuerzo mínimo.

$$A_{min} := 0.0018 \cdot b \cdot h$$

Ecuación 20. Acero mínimo

El refuerzo longitudinal debería darse respetando las dimensiones previstas para el desarrollo del acero negativo. Si el volado de la zapata es mayor que el largo de las barras, la zapata puede mantenerse erguido; si no se cumple la condición anterior y la longitud de volado es mayor que la longitud del gancho, la zapata puede terminar en gancho; Si el volado de la zapata es menor que la longitud de la barra, este debe desarrollarse hacia arriba.

2.11.1.6. Estudio de mecánica de suelos

Se realizó la extracción de dos muestras para el estudio de mecánica de suelos en dos puntos de exploración C-1/M1 y C-2/M1, con los parámetros de la norma E.050 los resultados que se obtuvieron son los siguientes anexos 6.01.

Tabla 14. Estudio de Mecánica de Suelos

	Ubicación	Estrato	df mínima	Q.adm kg/cm ²	FS.	Z
C-1/M1	1832552.00 E 9309828.00 N	OH, Limo orgánico o arcilla inorgánica de alta plasticidad	-2.00	0.92	3	2
C-2/M2	183226.21.00 E 9309872.67 N	OH, Limo orgánico o arcilla inorgánica de alta plasticidad	-1.80	0.91	3	2

Fuente: Elaboración propia

2.12. Membrana autoportante.

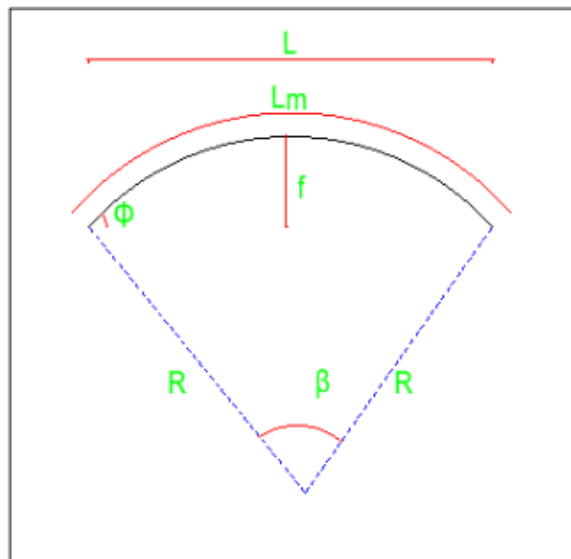
Las membranas autoportantes son un sistema que cumple dos funciones a la misma vez una de componente estructural y otra de membrana la cual sujeto a su rigidez y resistencia, este sistema excluye el uso de vigas, acero y correas la cual resulta estéticamente bastante atractivo frente al sistema tradicional ya que deja ver un sistema muy limpio desde el interior.

Para la membrana autoportante el perfil seleccionado fue el cs 1000-610 para elaborar este perfil se usa como material para su enrolado bobinas de acero recubierto con aleación de zinc, estas bobinas están normados por la ASTM A653 SS 40, la denominación “SS” indica una designación metalúrgica para aceros estructurales, la empresa china LINKUN provee de bobinas de 0.83 m a 1,83m de ancho y espesores de 0.3 a 3 mm laminado en frío y en caliente de 1.8 a 2 mm.

La nave industrial propuesta está compuesta por pórticos tanto horizontales y verticales siete pórticos en sentido horizontal y cuatro en sentido vertical ambos de 5.2 m de largo y dos niveles de 3.6 m de altura.

Definimos el conjunto de fórmulas que representan las condiciones necesarias para su diseño y conformación.

Figura 16. Elementos de la membrana



Definimos el radio de la circunferencia.

$$R := \frac{L^2}{8 \cdot f} + \frac{f}{2}$$

Ecuación 21. Radio de la membrana

Donde

R: Radio de la circunferencia

L: Luz libre de la cubierta

f: Flecha de la cubierta

Longitud del arco de la membrana

$$L_m := \frac{2 \pi \cdot R \cdot \text{acos} \left(1 - \frac{L^2}{2 \cdot R^2} \right)}{360^\circ}$$

Ecuación 22. Longitud de la membrana

Determinamos el ángulo de salida de la membrana (ángulo formado entre el inicio y fin del arco que forma la cubierta).

$$\beta := \text{acos} \left(1 - \frac{L^2}{2 \cdot R^2} \right)$$

Ecuación 23. Angulo de salida de la membrana

Angulo de arranque de la membrana.

$$\phi := \frac{\beta}{2}$$

Ecuación 24. Angulo de salida de la membrana

2.13. Placa de anclaje.

La unión de componentes estructurales tiene por finalidad la transmisión de cargas de un miembro hacia otro y que estos se conserven su posición inicial.

Los anclajes son ampliamente utilizados en la construcción el ACI 318-19 restringe los anclajes como anclajes estructurales los cuales si presentan fallas en su diseño pueden causar daños en la estructura como inestabilidad y deformaciones y las fijaciones que no son parte de la estructura como tuberías de sistemas antiincendios adosados a la estructura, barandas y rieles.

Los anclajes pueden ser de tipo preinstalados que se instalan durante el proceso constructivo de armado y vaciado de vigas, columnas, o dados de concreto, el segundo tipo de anclaje corresponde anclajes postinstalados el cual se subdivide en otros grupos de anclajes en función al sistema de transferencia de cargas.

Tabla 15. Tipos de anclaje

Tipos de anclajes	
Anclajes preinstalados	Anclajes Postinstalados
Tornillos con cabeza hexagonal	Adheridos
Tornillos e J y L	Adhesivos
Perno con cabeza soldada	Grout
	Mecánicos
	Expansivos
	Atornillados
	Sobre perforados

Fuente: AISC 2

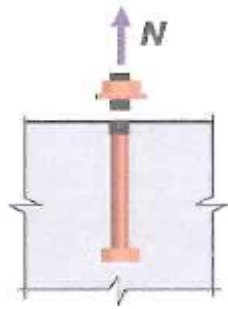
2.13.1.1. Resistencia de diseño

El ACI-318-19 establece los tipos de fallas a los que están sometidos los anclajes como son falla del acero de anclaje, por arrancamiento y deslizamiento, arrancamiento del concreto, hendimiento del concreto, desprendimientos laterales y fallas por adherencia.

2.13.1.2. Falla de acero

Esta falla se produce principalmente por la ruptura del anclaje ya sea preinstalado o postinstalados, este tipo de falla es ocasionado cuando las combinaciones de cargas más desfavorable supera resistencia a la tracción del anclaje.

Figura 17. Falla del acero

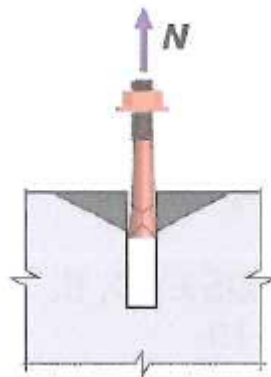


Fuente. ACI 318 19.

2.13.1.3. Falla por deslizamiento.

La falla por deslizamiento sucede cuando la longitud la cual está embebida el anclaje no es la suficiente para que el acero desarrolle su resistencia también puede generarse por las inadecuada postinstalacion del anclaje como ejemplo un diámetro mayor a los especificado.

Figura 18. Deslizamiento

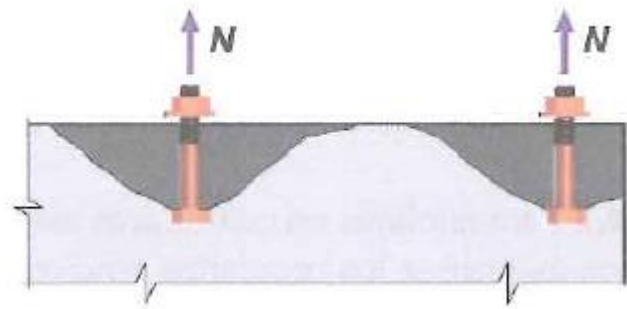


Fuente. ACI 318 19.

2.13.1.4. Falla por arrancamiento del concreto

Este estado de limite se presenta cuando la concreta falla produciendo en este su arrancamiento, se desprende de forma cónica con bordes irregulares la pendiente de la superficie de ruptura fluctúa entre los 40° y 60°.

Figura 19. Arrancamiento del concreto

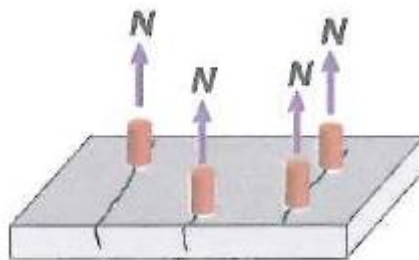


Fuente. ACI 318 19

2.13.1.5. Falla por hendimiento del concreto

Esta se produce cuando el concreto se fisura debido a la ubicación de los anclajes, los anclajes se encuentran cerca a los vértices de los dados de concreto o la distancia entre los anclajes es muy cercana y esto provoca que el concreto se fisure, el hendimiento se da por fuerzas perpendiculares al concreto.

Figura 20. Hendimiento del concreto

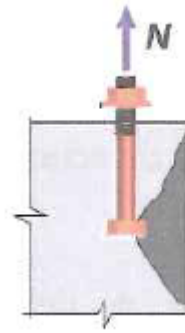


Fuente. ACI 318 19

2.13.1.6. Falla por desprendimiento lateral.

Es ocasionada por las cargas actuantes que superan la capacidad del concreto, comúnmente cuando los anclajes se ubican cerca a los extremos de los elementos de concreto.

Figura 21. Desprendimiento lateral

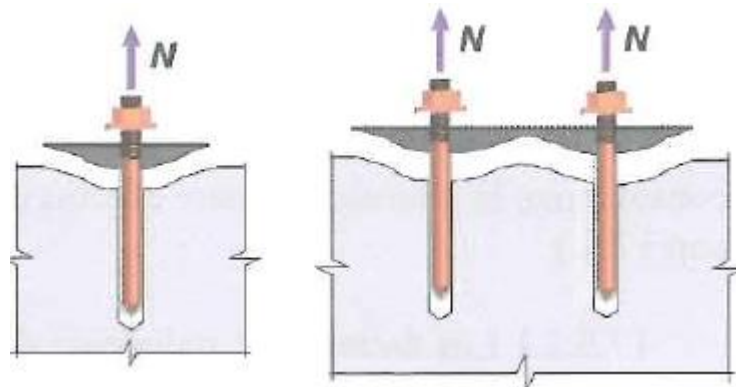


Fuente. ACI 318 19

2.13.1.7. Falla por adherencia.

Los anclajes postinstalados adheridos sólo presentan falla por adherencia debido a que el área de falla que se otorga para calcular la resistencia depende del diámetro del anclaje y de las características del esfuerzo de adherencia. Esto sucede como resultado de los esfuerzos realizados para asegurar la adhesión entre el concreto, el adhesivo y el adhesivo. Una parte suele comenzar con la aparición del concreto.

Figura 22. Falla de adherencia



Fuente. ACI 318 19.

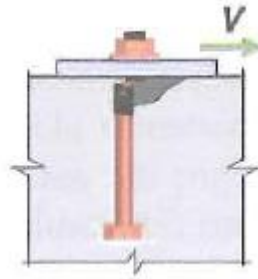
2.13.1.8. Tipos de fallas en sistemas de anclaje bajo la acción de fuerzas cortantes.

El instituto americano de la construcción condiciona para elementos sometidos a fuerzas cortantes tres tipos de fallas bajo la acción de fuerzas cortantes relacionadas con el concreto como son la falla del acero, desprendimiento y arrancamiento del concreto.

2.13.1.9. Falla del acero antecedido por el descascarado del concreto.

Esta falla se produce por diseño defectuoso del anclaje ya que estos no tienen un límite de fluencia definido y genera el descascarado del concreto alrededor del anclaje.

Figura 23. *Falla del acero seguido descascamiento del concreto*

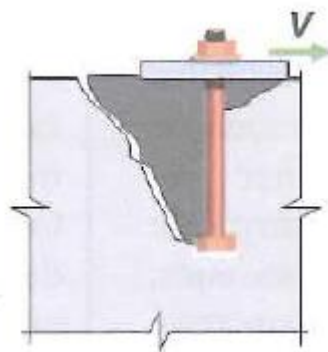


Fuente. ACI 318 19.

2.13.1.10. Falla por desprendimiento del concreto en anclajes alejados del borde libre

Esta falla sucede cuando producto de la excentricidad entre la fuerza cortante actuante y resistente se genera un momento del cual sus componentes ortogonales son c entre la placa base y el concreto, n cuando la fuerza actuante supera a la fuerza que resiste en anclaje, alguno de los factores que están asociado esta falla son la profundidad del anclaje y a la resistencia del concreto.

Figura 24. *Desprendimiento del concreto lejos del borde libre*

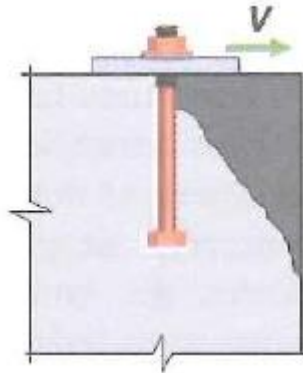


Fuente. ACI 318 19.

2.13.1.11. Falla por arrancamiento del concreto

El arrancamiento del concreto relacionado con anclajes ubicados cerca la borde del concreto estos producen desplazamientos laterales.

Figura 25. *Falla de arrancamiento del concreto*



Fuente. ACI 318 19.

2.13.1.12. Diseño de placa de anclaje

En el diseño de los sistemas de anclajes preinstalados y postinstalados de acuerdo con lo establecido en ACI318-19, se han identificado los tipos de falla que aparecen en los anclajes sujetos a cargas de tensión y se presentan a continuación los estados límites a tener en cuenta para el diseño.

2.13.1.13. Especificaciones y fabricación de placas de anclaje

Las especificaciones de la norma AISC establece un pliego de placas y espárragos que son adecuados para su uso estructural en el diseño de anclajes, en función a la existencia y costo de los materiales, se sugiere los materiales que aparecen en la tabla 16.

Tabla 16. *Clasificación de aceros para placas*

$tp \leq 4in$	ASTM A36
	ASTM A572 Gr 42 o 50
$4in < tp \leq 6in$	ASTM A588 Gr 42 o 50
	ASTM A36 ASTM A572 Gr 42 o 50
$tp > 6in$	ASTM A588 Gr 42 o 50 ASTM A36

Fuente: AISC 2

Tabla 17. *Propiedades del acero*

MATERIAL	Resistencia	Tracción	Fuerza	Fuerza	Diámetro	
ASTM	a la	nominal ^a	cortante	cortante	máximo	
	tracción	$f_{nt}=0.75$	nominal ^(a,b)	nominal ^(a,c)		
	$F_u(\text{ksi})$	$F_u(\text{ksi})$	$f_{cn}=0.5$	(N		
			$F_u(\text{ksi})$	Type) f_{cn}		
				$=0.4F_u(\text{ksi})$		
F1554	Gr 36 ^d	58	43.5	29.0	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50	3
		120	90	60.00	48	1
A449		105	78.8	57.5	42	1 1/2
		90	67.5	45.00	36	3
A36		58	43.5	29.00	23.2	4
A307		58	43.5	29.00	23.2	4
A354		150	112	75.00	60	2 1/2
Gr BD		140	105	70.00	56	4

Fuente: AISC 2

a: Tensión nominal en el cuerpo desenroscado para cabezas cortadas

b: Cabezas excluidas del plano de corte

c: Hilos incluidos en el plano de corte

d: Especificación del material preferido

2.13.1.14. Material de barra de anclaje

Las especificaciones principales para las barras de anclaje están dadas por el código ASTM F1664 y el grado 36, el código ASTM F1664 grado 55 se usa cuando las fuerzas de tensión son grandes, ASTM F1664 grado 105 usado cuando no es factible usar aceros de grado menor de resistencia.

En la tabla 16 se señalan los valores de fuerza de extracción para el diseño de barras de anclaje con pernos de sección hexagonal.

Tabla 18. Diámetro de anclaje de barras

Diámetro de la barra de anclaje, in	Diámetro del agujero	Diámetro de la arandela, in	Espesor mínimo arandela, in
3/4	1 5/10	2	1/4
7/8	1 9/10	2 1/2	5/16
1	1 13/10	3	3/8
1 1/4	2 1/16	3	1/2
1 1/2	2 5/10	3 1/2	1/2
1 3/4	2 3/4	4	5/8
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 1/4	5 1/2	7/8

Fuente: AISC 2

Tabla 19. Barra de anclaje, fuerza máxima, kips

Diámetro de la barra, in	Área de la barra, in²	LRFD $\phi R_m \phi = 0.75$			ASD $R_n / \Omega = 2.00$		
		Grado 36, kips	Grado 55, kips	Grado 105, kips	Grado 36, kips	Grado 55, kips	Grado 105, kips
5/3	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
3/4	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
7/8	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
1 1/8	0.994	32.4	41.6	69.9	21.6	28.0	46.6
1 1/4	1.230	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
1 1/2	1.770	57.5	74.6	124.0	38.4	49.7	82.8
1 3/4	2.410	78.5	102.0	169.0	52.3	67.6	113.0
2	3.140	103.0	133.0	221.0	68.3	88.4	147.0
2 1/4	3.980	130.0	168.0	280.0	86.5	112.0	186.0
2 1/2	4.910	160.0	207.0	345.0	107.0	138.0	230.0
2 3/4	5.940	164.0	251.0	418.0	129.0	167.0	278.0
3	7.070	231.0	298.0	497.0	154.0	199.0	331.0
3 1/4	8.300	271.0	350.0	583.0	180.0	233.0	389.0
3 1/2	9.620	314.0	406.0	677.0	209.0	271.0	451.0

3 3/4	11.00	360.0	466.0	777.0	240.0	311.0	518.0
4	12.60	410.0	530.0	884.0	273.0	353.0	589.0

Fuente: AISC 2

Tabla 20. Barra de anclaje con tuerca resistencia a la tensión en el concreto

Diámetro de la barra, in	Área de la barra, in ²	Área de la arandela in ²	Resistencia al concreto, ΦNP		
			Grado 36, kips	Grado 55, kips	Grado 105, kips
5/8	0.307	0.689	11.6	15.4	19.3
3/4	0.442	0.906	15.2	20.3	25.4
7/8	0.601	1.220	20.5	27.3	34.1
1	0.785	1.5	25.2	33.6	42.0
1 1/8	0.994	1.8	30.4	40.5	50.7
1 1/4	1.230	2.24	37.7	50.2	62.8
1 1/2	1.770	3.13	52.6	70.1	87.7
1 3/4	2.410	4.17	70.0	93.4	117.0
2	3.140	5.35	90.0	120.0	150.0
2 1/4	3.980	6.69	112.0	150.0	187.0
2 1/2	4.910	8.17	137.0	183.0	229.0
2 3/4	5.940	9.80	165.0	220.0	274.0
3	7.070	11.40	191.0	254.0	318.0
3 1/4	8.300	13.30	223.0	297.0	372.0
3 1/2	9.620	15.30	257.0	343.0	429.0
3 3/4	11.00	17.50	294.0	393.0	491.0
4	12.60	19.90	334.0	445.0	557.0

Fuente: AISC 2

2.13.1.15. Suministro y colocación de barras de anclaje y límites permisibles

El código ACI 117-90 establece que la colocación de elementos incrustados su límite máximo en alineación vertical lateral y nivelada de +- 1 pulgada.

El código AISC en su sección 7.5.1 detalla algunas tolerancias como, la alteración de las dimensiones en los centros de cualquier barra de anclaje dentro de un grupo de barras debe ser menor a 1/8", la alteración en las dimensiones en los centros adyacentes de grupos de barras debe de ser menor a 1/4", la alteración de la altura de las barras de anclajes debe de ser menor a 1/2".

2.13.1.16. Requisitos del grout

Debe de poseer una resistencia a la compresión de diseño al menos dos veces el valor de la resistencia del concreto del apoyo, esta condición permite la transferencia de la presión máxima de la placa base al apoyo de concreto, el grosor de la lechada está en función de la fluides de la lechada.

2.13.1.17. Cargas axiales compresivas concéntricas

Los puntos de apoyo solo resisten cargas axiales de la lámina, las dimensiones de la lámina deben de ser del tamaño adecuado para resistir las fuerzas de apoyo transferidas.

La resistencia del diseño de concreto según el ACI 318-19 sección 10.17 como

$\phi(0.85f_c'A_1)$ cuando la base del punto de anclaje es más grande que la placa a anclar

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Como se establece en la Sección 10.17 de ACI 318-19, la función de la resistencia de apoyo del concreto es su resistencia a la compactación y su relación geoméricamente comparable con el área de la placa base.

Ecuación 25. Resistencia del soporte de concreto

$$f_{pmax} := \Phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

Donde.

f_{pmax} : Tensión máxima del concreto.

f'_c : Resistencia del concreto a compresión (ksi).

A_1 : Área de la placa base (in^2).

A_2 : Área de contacto del apoyo (in^2).

Límite de fluencia de la placa base.

Para la placa base con carga axial, las fuerzas de tensión por debajo de la placa se aplican como una carga distribuida uniforme y se puede expresar como.

Ecuación 26 Límite de fluencia de la placa base

$$f_{pu} := \frac{P_U}{B \cdot N}$$

Donde

P_U : Carga axial transmitida a la placa (kip)

B : Ancho de la placa metálica

N : Largo de la placa metálica

Donde la dimensión crítica del voladizo de la placa base, l , es mayor de m , n

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2}$$

Ecuación 26. Dimensión crítica del voladizo de la placa base en x

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_f}{2}$$

Ecuación 27. Dimensión crítica del voladizo de la placa base en y

2.13.1.18. Diseño de la capacidad del concreto

Según el método CCD, se cree que el cono de hormigón crea un ángulo aproximado de 34° ; Para que esto sea más fácil de entender, se piensa que el cono es cuadrado en lugar de circular.

En el método de CCD, se cree que la tensión de ruptura del concreto se reduce una escasez de la superficie de ruptura. Como resultado, la mayor resistencia a la ruptura del método CCD es proporcional a la profundidad de la penetración, con una potencia de 1,5 o 5/3 para penetraciones más profundas. El método es aplicable a profundidades de penetración de no más de dos pies y una longitud de trazado de no más de veinticinco pies.

Cuando h_{ef1} es menor que 11 pulgadas.

Ecuación 28. Ruptura del concreto para la fuerza de un grupo de barras para pacas menor a 11 pulgadas.

$$\phi N_{cbg1} := \Phi \cdot \Psi_3 \cdot 24 \cdot (\sqrt{f'c_1}) \cdot h_{ef1}^{\frac{1}{5}} \cdot \left(\frac{A_{N1}}{A_{N01}} \right)$$

Cuando h_{ef1} es mayor que 11 pulgadas

$$\phi N_{cbg1} := \Phi \cdot \Psi_3 \cdot 16 \cdot (\sqrt{f'c_1}) \cdot h_{ef1}^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{A_{N1}}{A_{N01}} \right)$$

Ecuación 29. Ruptura del concreto para la fuerza de un grupo de barras para pacas mayor a 11 pulgadas.

$$\phi = 0.70$$

$$\Psi_3 = 1.25 \text{ considering the concrete to be uncracked at service loads, otherwise} = 1.0$$

$$h_{ef} = \text{depth of embedment, in.}$$

$$A_N = \text{concrete breakout cone area for group}$$

$$A_{N0} = \text{concrete breakout cone area for single anchor}$$

2.13.1.19. Placas base para momentos grandes

Cuando el valor del momento de flexión es demasiado con relación, a la carga axial de la columna, se necesitan barreras de anclaje para conectar a la base de modo que ni ésta ni el concreto en el rodamiento a lo largo del borde comprimido se inclinen. Esta situación común para marcos rígidos destinados a cargas orientadas lateralmente o impulsadas por el viento se ve en la figura.

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_U}{2 \cdot q_{max}}$$

Ecuación 30. Excentricidad crítica

Donde:

q: Presión de soporte

q_{max}: Presión máxima

e: Excentricidad crítica

El equilibrio de fuerzas verticales requiere que

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_U$$

Ecuación 31. Condiciones para placas con cargas elevadas.

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_U \cdot (e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_U \cdot (e + f)}{q_{max}}}$$

Para ciertos casos de combinaciones de carga no es factible una solución real en la ecuación se requiere un aumento de las dimensiones de la placa si se cumple que.

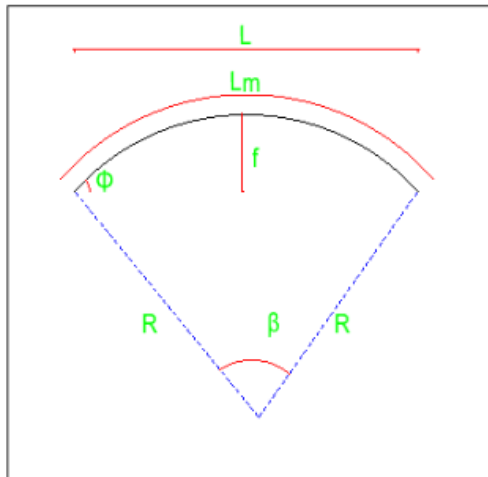
$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 P_r (e + f)}{q_{max}}$$

III. RESULTADOS

3.1. Características geométricas de la nave industrial

Determinamos las características geométricas para determinar el espesor de la membrana autoportante.

Figura 26. Medidas cobertura



$$L := 20.6 \text{ m}$$

$$f := 4.61 \text{ m}$$

El radio de la circunferencia de la membrana se determina con la siguiente ecuación

$$R := \frac{L^2}{8 \cdot f} + \frac{f}{2} = 13.812 \text{ m}$$

L: Ancho de la nave

f: Flecha de la cubierta

Lm: Longitud de la membrana

R: Radio

El radio de la nave es igual a 13.1 m

Determinamos la longitud de la membrana.

$$Lm := \frac{2 \pi \cdot R \cdot \cos\left(1 - \frac{L^2}{2 \cdot R^2}\right)}{360^\circ} = 23.249 \text{ m}$$

Una de las características más importantes en el ángulo que se forma entre el pc y pt del arco.

$$\beta := \arccos\left(1 - \frac{L^2}{2 \cdot R^2}\right) = 96.448 \text{ deg}$$

Angulo de salida de la cubierta

$$\phi := \frac{\beta}{2} = 48.224 \text{ deg}$$

Figura 27. Estructura nave industrial

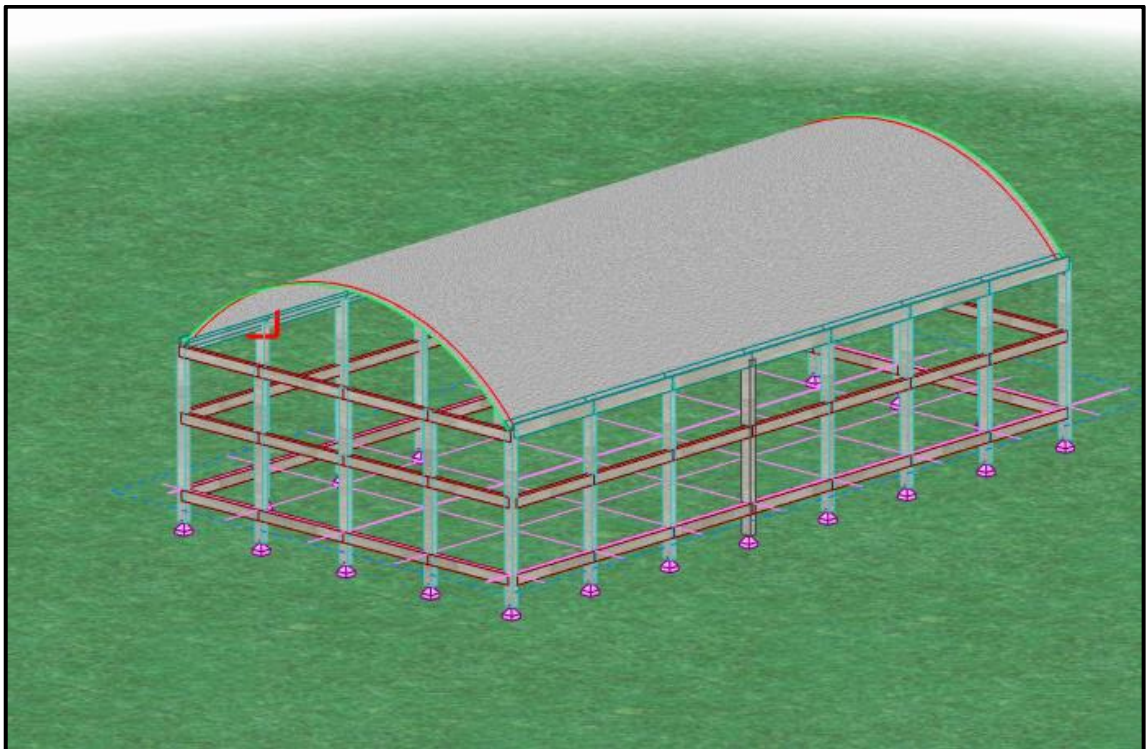


Tabla 21. Predimensionamiento del espesor de la membrana

Flecha	20%						35%						50%					
Vel luz	80	90	115	125	150	160	80	90	115	125	150	160	80	90	115	125	150	160
14	24	24	23	22	22	22	23	23	22	22	20	18	22	22	20	18	18	16
15	24	24	22	22	22	22	23	23	22	20	18	18	22	22	20	18	16	16
16	24	23	22	22	20	20	23	22	22	20	18	18	22	22	18	18	16	
17	24	23	22	22	20	20	23	22	20	20	18	18	22	20	18	18	16	
18	24	23	22	22	20	20	23	22	20	20	18	18	22	20	18	16	16	
19	23	23	22	22	20	18	22	22	20	18	16	16	22	20	18	16		
20	23	23	22	20	20	18	22	22	20	18	16	16	20	20	18	16		
21	23	23	22	20	18	18	22	22	18	18	16	16	20	20	16	16		
22	23	23	22	20	18	18	22	22	18	18	16		20	18	16			
23	23	22	20	20	18	18	22	20	18	18			20	18				
24	23	22	20	20	18	16	22	20	18	16			18	18				
25	23	22	20	20	18	16	22	20	18	16			16					
26	23	22	20	18	16	16	22	20	16	16								
27	22	22	20	18	16		20	20	16	16								
28	22	20	18	18	16		20	18	16									
29	22	20	18	18			20	18	16									
30	22	20	18	18			20	18	16									
31	22	20	18	16			20	18										
32	22	20	18	16			20	18										

33	20	18	16	18	18
34	20	18	16	18	16
35	20	16	16	18	16
36	20	16	16	18	16

Tabla 22. Calibre de la membrana.

Calibre	16	18	20	22	23	24
Espesor (Pulg.)	0.061	0.049	0.037	0.031	0.024	0.022
Peso (Kg/m)	11.16	8.967	6.797	5.703	4.882	4.062

De lo anterior se dedujo que el espesor de la membrana será igual a 0.049 pulgadas y que el peso de cada sección del arco que compone la membrana será igual a 8.96 kg/m y un ancho de 61 cm.

Figura 28. Dimensiones de la membrana

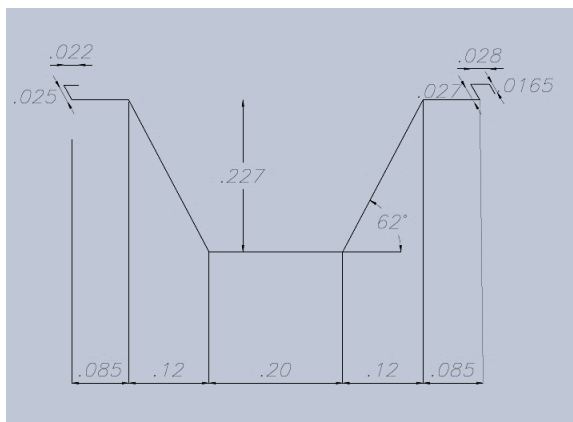
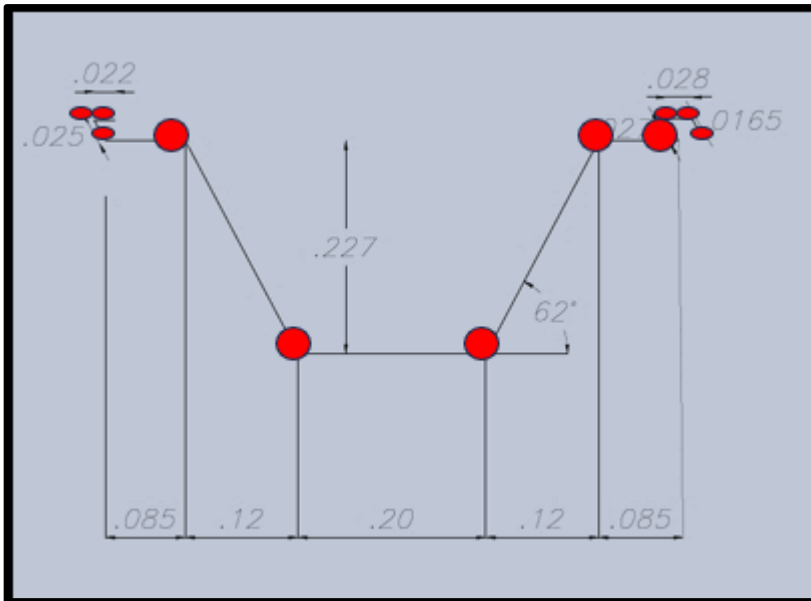


Figura 29. Sección transversal con 11 puntos de apoyo



3.2. Diseño sismorresistente.

Parámetros sísmicos de la edificación.

3.2.1. Factor de zona(z)

El proyecto está ubicado en Chachapoyas, provincia de Chachapoyas departamento de Amazonas se considera $Z=0.25$.



3.2.2. Factor de uso (U).

Esta estructura está destinada para uso industrial como almacén para maquinaria e insumos, se clasifica como un edificio de uso común categoría C factor $U=1$.

3.2.3. Factor de amplificación de suelo(S)

La estructura se localiza en un área caracterizada por suelos blandos compuesto por arcillas de baja resistencia, el factor de amplificación de suelo $S=1.40$.

Factores de sitio TP y TL.

Los factores de TP=1.0 y TL=1.6

3.2.4. Factor de amplificación sísmica (C)

Las particularidades del sitio la definimos como el factor de amplificación sísmica y el periodo fundamental $t=0.33$ a partir de esto $T < T_P$ entonces $C=2.5$.

$$T < T_P \quad C := 2.5$$

$$T_P < T < T_1 \quad C := 2.5 \cdot \frac{T_P}{T}$$

$$T > T_1 \quad C := 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_1}{T_2}$$

3.2.5. Sistema estructural

Las estructuras se clasifican según su sistema estructural predominante, el sistema propuesto es a porticado donde la transferencia de cargas de la membrana a las vigas y de vigas a las columnas, por lo tanto, $R_0=8$.

3.3. Análisis modal.

Para realizar el diseño sismorresistente de edificaciones es imprescindible determinar los periodos fundamentales y modos de vibración de la estructura, de esto depende la respuesta de la estructura ante eventos sísmicos, el análisis modal depende de la ubicación y rigidez de los componentes estructurales.

Algunos de los criterios para realizar el diseño sismorresistente

- Un solo panel tipo diafragma por cada piso y tres grados de libertad por cada nivel, en nuestro caso como se tiene una sola cobertura se consideró un solo diafragma y 6 modos.

- Restricción de movimiento lateral en la cimentación del edificio.
- Aporte de masa del 25 %.

3.4. Masa de la estructura.

Fijamos los parámetros para determinar el peso de una edificación (Norma E.030), la metodología para la determinación del peso se fundamenta en el uso que se va destinar la edificación, la carga permanente más un porcentaje de la carga viva, la estructura analizada es de categoría C con un 25 % del porcentaje de masa participante de la carga viva.

Tabla 23. Masa de la estructura

Nivel	Masa(ton)
Toda la estructura	284.93

3.5. Análisis estático del edificio.

En línea con los requisitos de la norma E.030, se puede llevar a cabo un análisis estático para todo tipo de estructuras irregulares o regulares situadas en la zona sísmica 1. En otras zonas, este análisis puede llevar a cabo si la estructura tiene una clasificación regular y una altura inferior a 30 m, o para estructuras de concreto armado con albañilería armada o confinada que no sea mayor a 50 m.

3.6. Fuerza cortante basal

La cortante basal se calcula con la siguiente ecuación

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Además, $C/R > 0.11$

La cortante basal se distribuye como una fuerza sísmica en la estructura de la siguiente manera

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k}$$

Donde:

- F_i es la fuerza actuante en el nivel i
- h es la altura desde la base hasta el nivel analizado
- k es un parámetro que depende del periodo

Para T menor o igual a 0.5 seg: $k = 1$

Para T mayor que 0.5 seg: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$

Calculamos la cortante basal en cada dirección y momento tomando la que resulte mayor en cada dirección.

Tabla 24. Cortante basal de la estructura

Sentido	X	Y
Z	0.25	0.25
U	1.00	1.00
T	0.33	0.33
C	2.5	2.5
S	1.4	1.4
R	8	8
Cortante basal	0.13125	0.13125
Peso de la estructura(tnf)	284.31	284.31
Cortante basal(tnf)	37.31	37.31

3.7. Análisis dinámico.

Las estructuras pueden ser diseñadas haciendo uso los resultados del análisis dinámico por combinación nodal espectral.

En su forma concisa, la norma E.030 establece que se utiliza un espectro de pseudoaceleración inelástico definido mediante un elástico para analizar una arquitectura para cada una de las direcciones horizontales examinadas.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Determinamos el espectro para el análisis dinámico de la estructura.

Figura 30. *Espectro de respuesta en X*

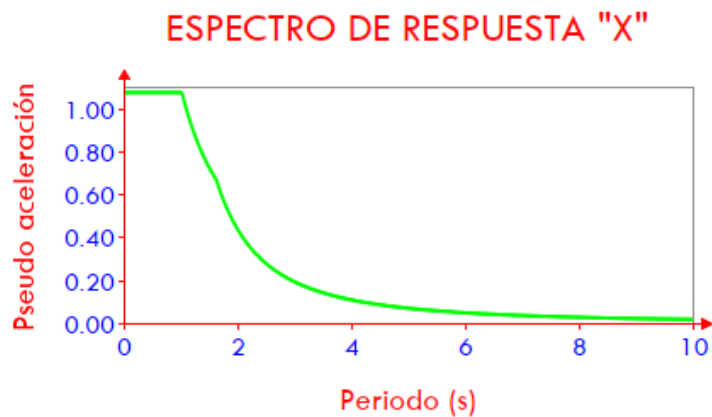


Figura 31. *Espectro de respuesta en Y*

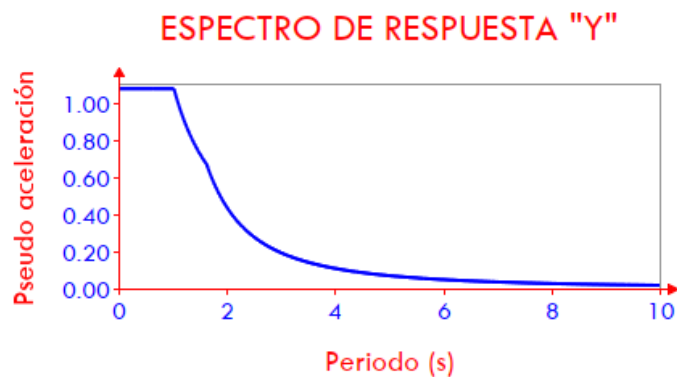


Figura 32. Espectro de respuesta en Z

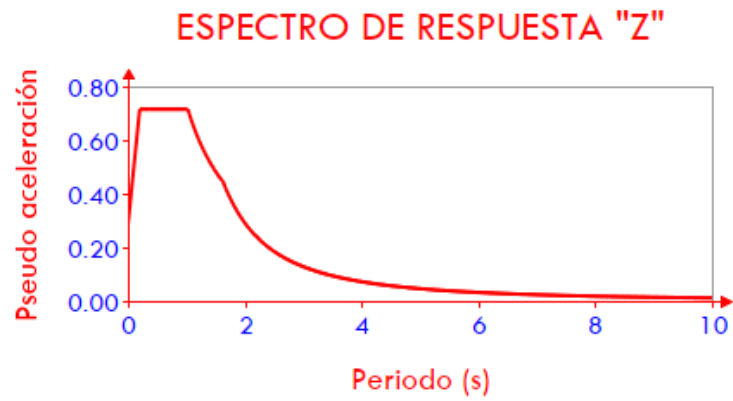


Tabla 25. Análisis dinámico espectral eje X

EJE	NIVEL DE PISO	ANÁLISIS		%	%	ESTADO
		ESTÁTICO	DINÁMICO			
X	1	7.63	14.79	80%	< 193.84%	CUMPLE
-	2	7.63	18.74	80%	< 245.61%	CUMPLE
CORTANTE						
BASAL						

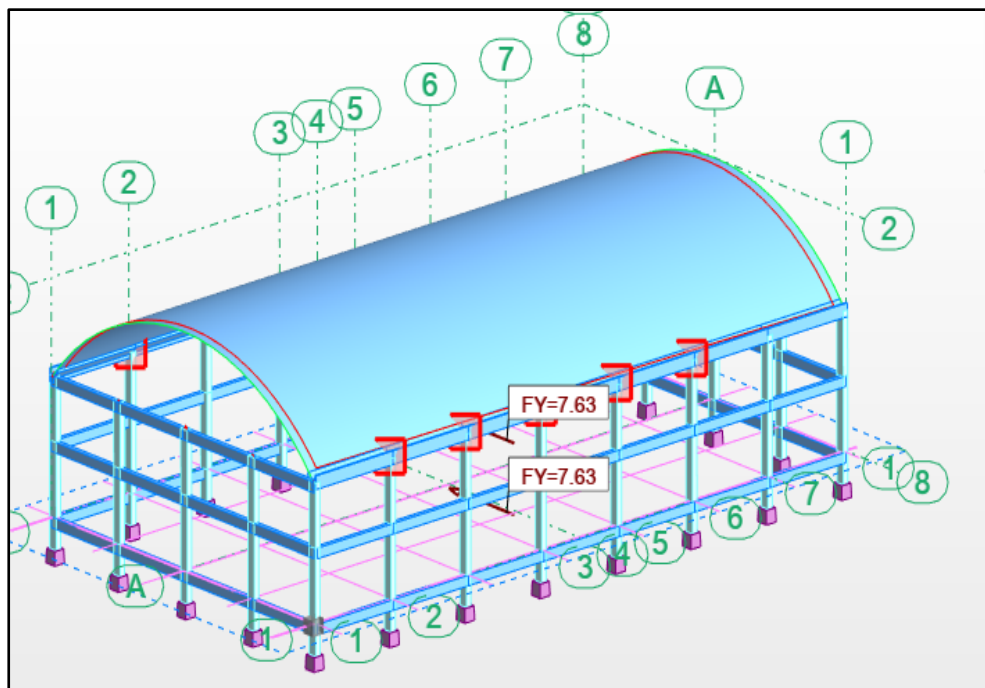


Figura 33. Análisis estático eje X

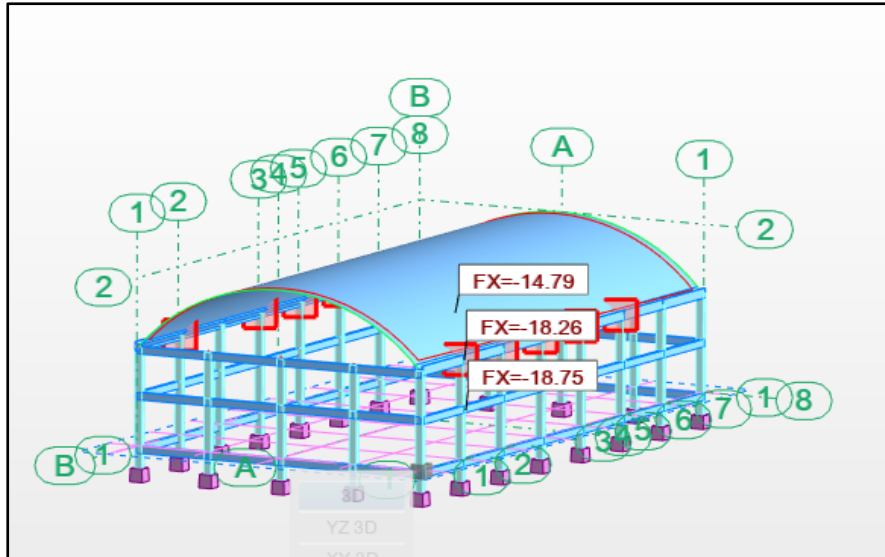


Figura 34. Análisis dinámico eje X

Tabla 26. Análisis dinámico espectral eje Y

	NIVEL DE PISO	ANÁLISIS		%	%	ESTADO
		ESTÁTICO	DINÁMICO			
Y	1	7.63	13.71	80%	< 179.69%	CUMPLE
-	2	7.63	11.85	80%	< 155.31%	CUMPLE
CORTANTE						
BASAL						

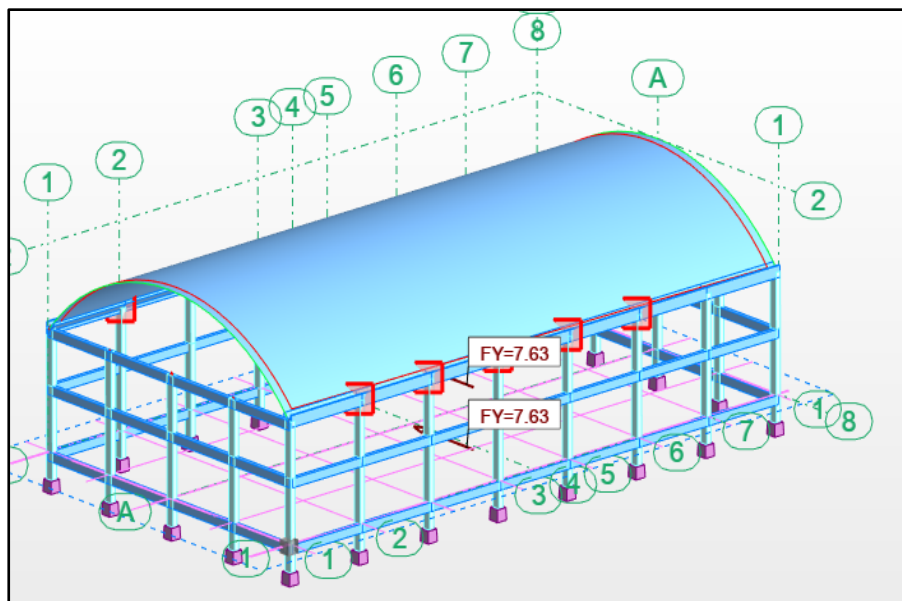


Figura 35. Análisis estático eje Y

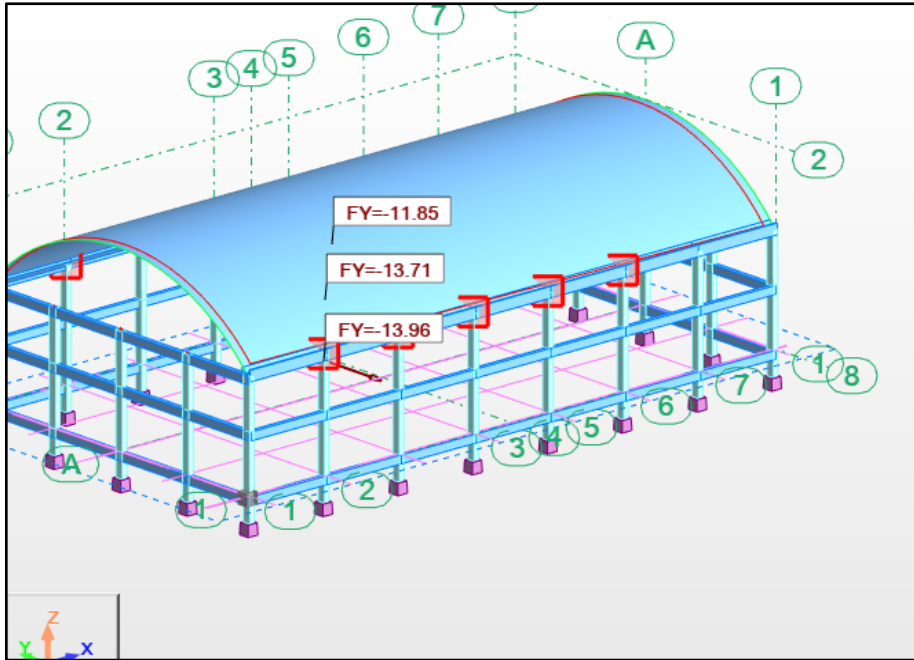


Figura 36. Análisis dinámico espectral eje Y

3.7.1. Desplazamientos

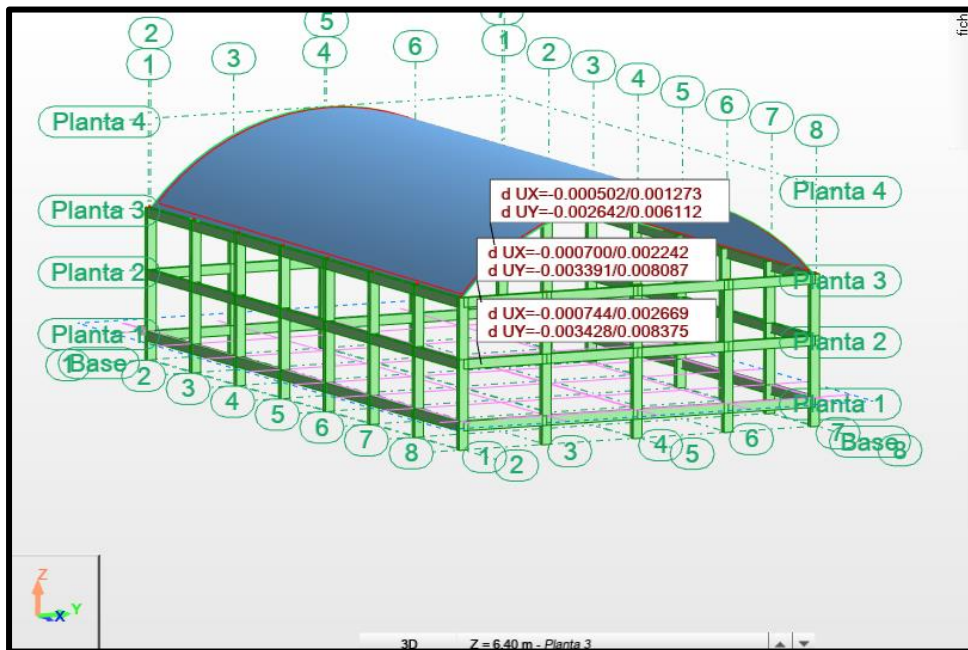
La estructura es regular, el desplazamiento lateral se calcula del producto de 0.75 por el factor de reducción. La norma E.030 estipula que la deformación máxima debe de ser 0.007/h pero para naves industriales el proyectista debe de establecer este valor que no debe de superar el de doble de la tabla.

Regular	0.75
Concreto Armado	0.007
R	8.00

Deformaciones

0.00104	0.00101
Eje X	Eje Y

Figura 37. Desplazamientos máximos



3.8. Carga de viento.

La relevancia de conocer los efectos de la acción del viento sobre la estructura de concreto armado, lo cambiante que puede ser los valores de la carga de viento sujeto a las condiciones geográficas del lugar la cual puede causar fatiga en las estructuras. En este capítulo analizaremos los datos de la estación meteorológica Indesces (2011-2022) con la finalidad de calcular la velocidad máxima de viento en un periodo de retorno de 50 años y con una probabilidad de 95% de efectividad.

3.8.1. Ubicación y climatología.

La ciudad de Chachapoyas se ubica a una altura de 2483 m.s.n.m en una vertiente oriental de la Cordillera de los Andes, en una planicie de la cuenca del río Utcubamba, en Chachapoyas la estación de verano es de poca duración los cuales se caracterizan por ser secos, temporadas donde se producen vientos de mayor intensidad y la época de invierno de mayor duración y con presencia de nubes y precipitaciones constantes.

Con los datos año 2011-2022 de la estación meteorológica Chachapoyas determinamos la velocidad máxima anual la cual se usará para determinar la velocidad máxima en un periodo de retorno de 50 años, cabe resaltar que la data de velocidad máxima debe ser mayor a 10 para que al ser sometidos a un modelo de distribución tenga una consistencia adecuada y los resultados más exactos.

Estación Chachapoyas

Departamento: Amazonas

Provincia: Chachapoyas

Distrito: Chachapoyas

Altitud: 2335 m.s.n.m

Norte: 9310212.90 m S

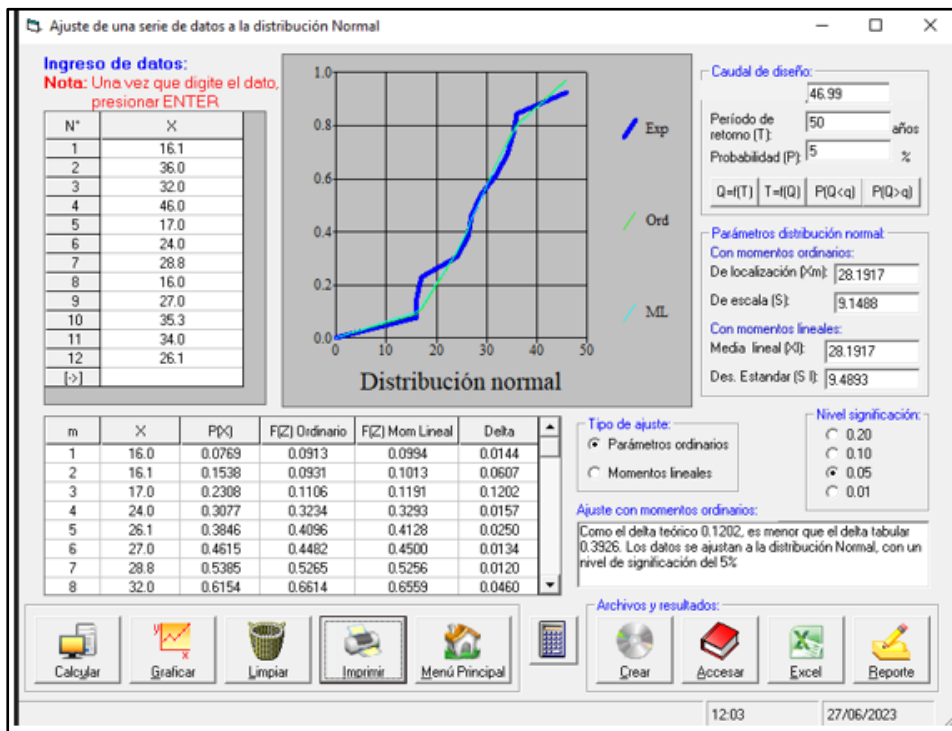
Este: 184011.15 m E

Modelo: Vantage pro2 plus

Tabla 27. Intensidad de velocidad del viento.

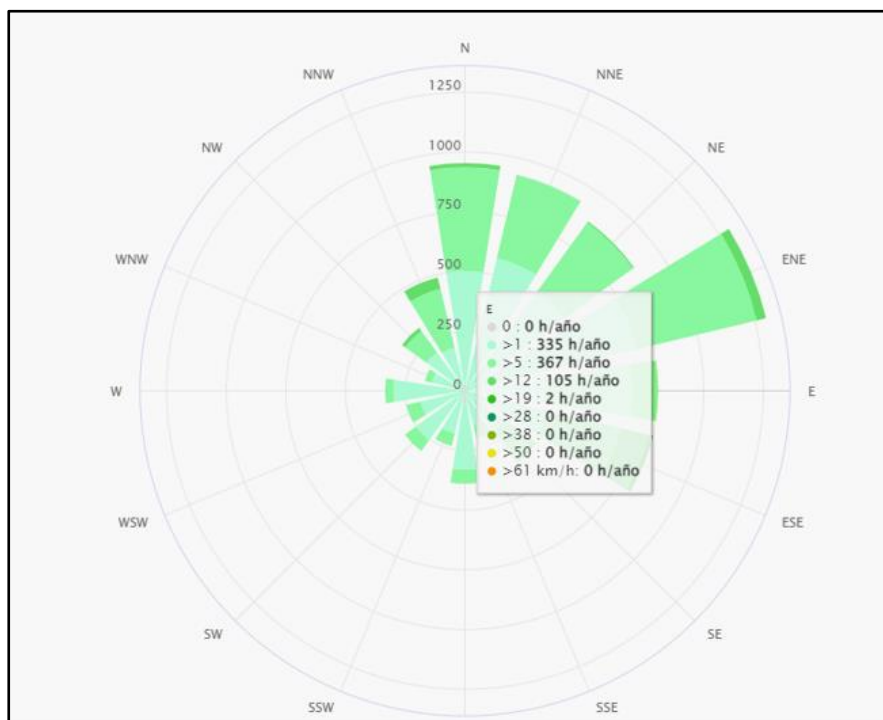
	Ene	Febr	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Agos	Set	Oct	Nov	Dic	v Max
2011	-	-	13.5 9	4.2	4.02	5.58	7.75	6.86	16.1	-	12.5	16.1	16.1
2012	23	23	29	27	33	30	32	35	36	27	27	28	36
2013	11.6	12.5	10.3	13.4	12.5	14.8	16.1	32	26	28	12.5	-	32
2014	46	21	23	6	12.5	16.5	12.5	15.6	8	13.4	11.6	5.4	46
2015	-	9	11.7	13.5	12.8	15.3	14	17	11	9.4	5.9	6.2	17
2016	3.7	13.4	8.7	24	4.3	4.2	17.5	21.0 4	22.3	3.8	3.4	3.6	24
2017	3.4	22	27	26.4	-	28.8	23.4	26	23.1	24	25.8	26	28.8
2018	4.2	13.6	9.4	7	7.6	10.7	13.9	16	13.7	8.9	8	8.9	16
2019	10.3	18	15.5	16.2	11.2	12.7	16.5	27	23.8	19.5	16.3	13.7	27
2020	21.5	21	27	25.2	23	33	31	33.8	35.3	24	26	28	35.3
2021	13.4	11.5	11	14.2	15	13	15.2	34	24.2	26	13.5	11.8	34
2022	21	23.6	26.1	17.2	14.4	17.8	19.4	23.2	-	-	-	-	26.1

Figura 38. Intensidad máxima de viento en un periodo de retorno de 50 años



Del modelo de distribución normal con un periodo de retorno de 50 años y una probabilidad de 5% se determinó que la velocidad máxima del viento será igual a 46.99 m/s.

Figura 39. Rosa de viento la cual indica la dirección de los vientos con mayor intensidad



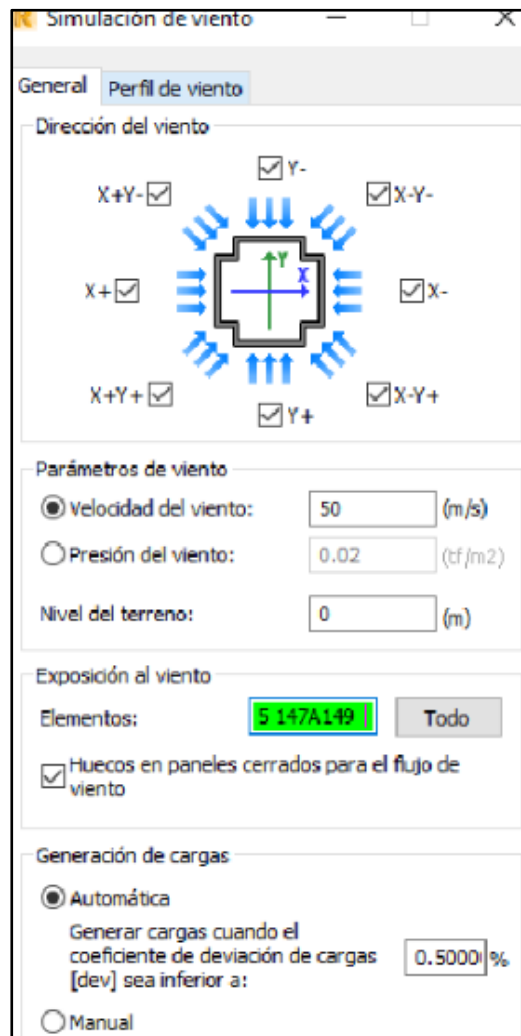
3.8.2. Túnel de viento virtual

Un proyectista puede aplicar satisfactoriamente varios casos de carga de viento, mientras que el desarrollo de conceptos de diseño y detalles, la capacidad de idealizar como el flujo de aire se traduce en fuerza de presión positiva y negativa.

El simulador de túnel de viento de robot estructura proporciona una visualización de los contornos de las superficies de presión y produce cargas de viento resultantes para el cálculo estructural.

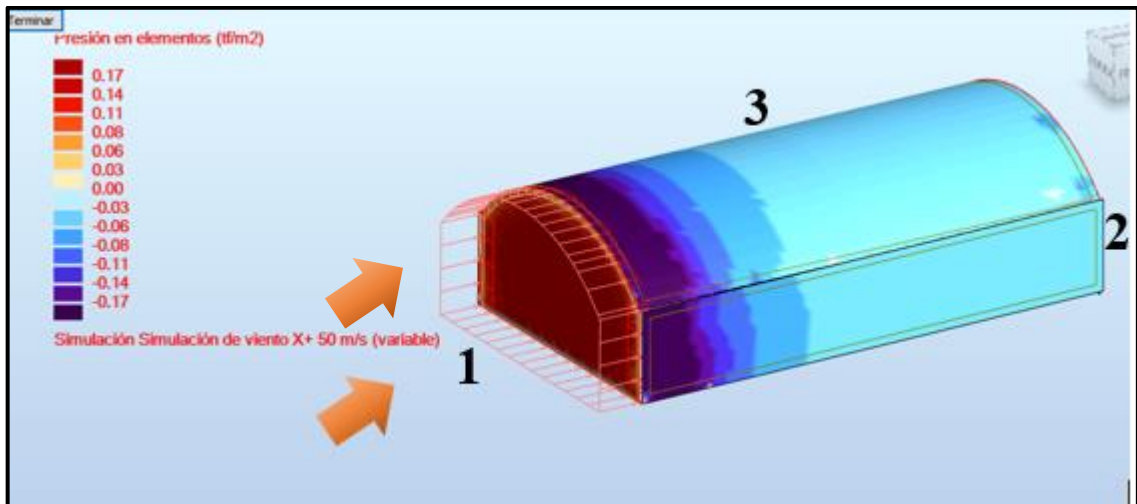
Se generaron ocho casos de dirección de viento en este caso se consideró una simulación en la que se ejecuta la simulación hasta que el factor de desviación de carga por efecto alcanza 0.5%.

Figura 40. Simulación de velocidad del viento



3.8.3. Análisis de viento x +.

Figura 41. Túnel de viento x



Superficies de barlovento Lado 1.

Se puede observar en la estructura que la superficie frontal presenta presión casi constante con valores de 0.17 tf/m^2 con una presión levemente inferior en los bordes con valores de $0-0.3 \text{ tf/m}^2$.

Superficie de sotavento (lado este) Lado 2.

El resultado de túnel de simulación y viento muestra zonas de baja presión o casi nula en la parte posterior de la estructura con valores inferiores a 0.3 tf/m^2 en los bordes.

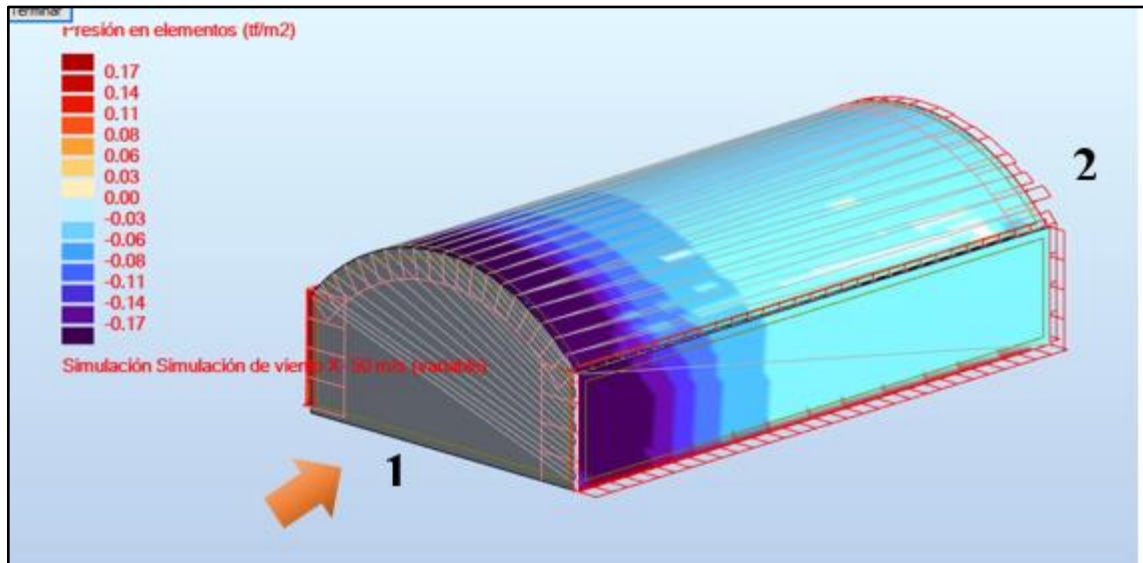
Superficie de techo lado 3.

Muestra mayor presión en el borde delantero y áreas de baja presión o negativa en la parte posterior.

3.8.4. Análisis de viento x-

Superficies de barlovento (lado este). Lado 1

Figura 42. Túnel de viento -x



Superficies de barlovento Lado 1 y 2.

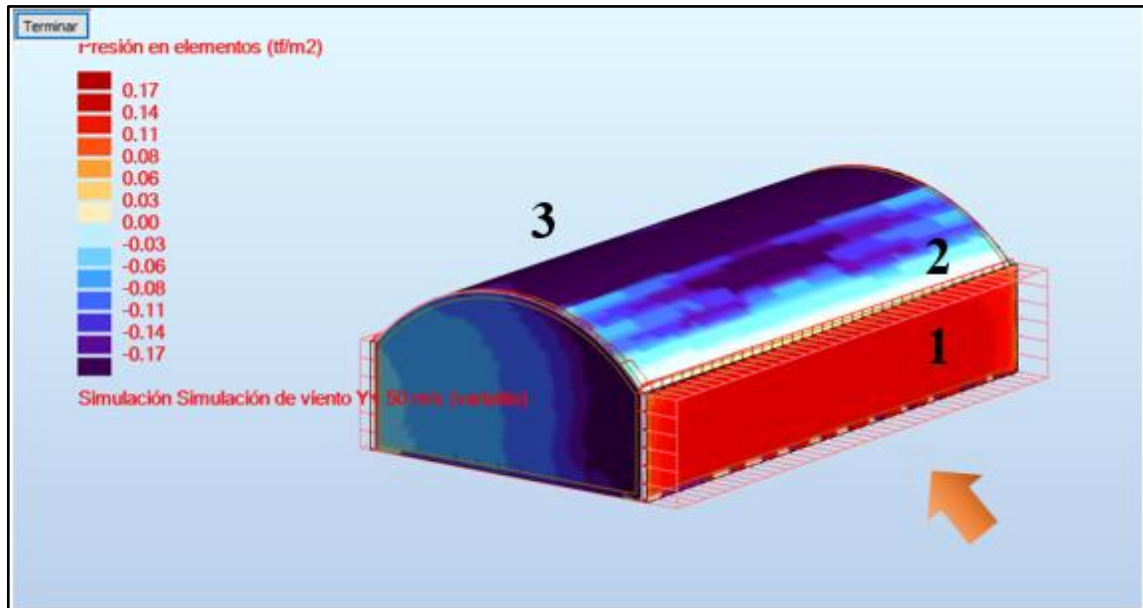
Se puede observar en la estructura que la superficie frontal presenta baja o negativa con valores de -0.17 tf/m^2 .

Superficie de sotavento superficie de techo lado 2 y 3.

Muestra mayor presión en el borde delantero y áreas de baja presión o negativa en la parte posterior.

3.8.5. Análisis de viento y +.

Figura 43. Intensidad de viento Y



Superficies de barlovento (lado este). Lado 1

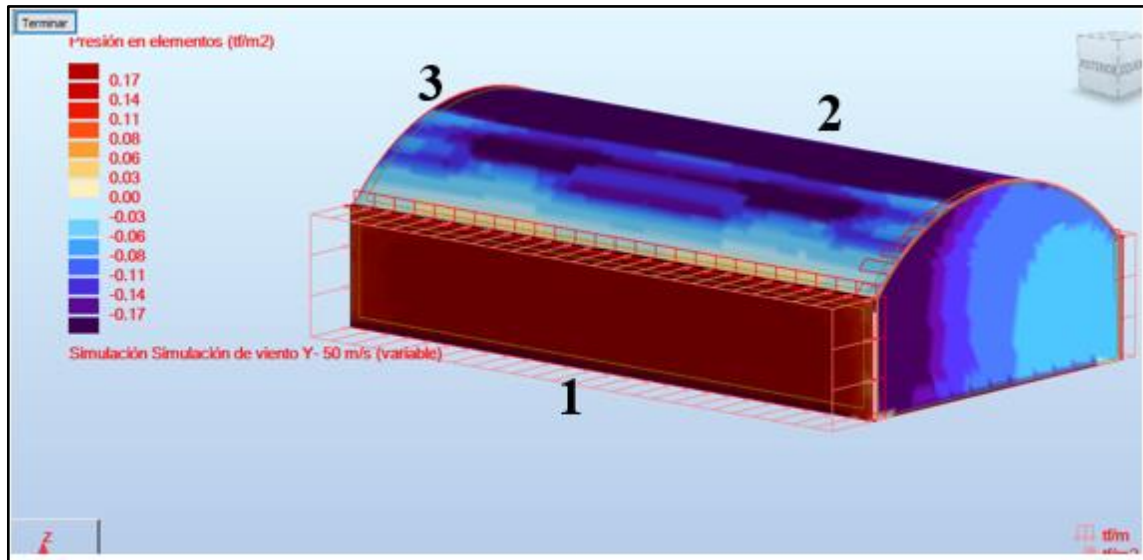
Se puede observar en la estructura que la superficie frontal presenta presión casi constante con una presión ligeramente inferior en los extremos con valores que van desde 0.17 a 0.11 tf/m².

Superficie de sotavento superficie de techo lado 2.

Muestra un área de presión baja o negativo en el borde posterior y también en la superficie de techo con valores de 0.00 a -0.17 tf/m².

3.8.6. Análisis de viento -y.

Figura 44. Intensidad de viento -Y



Superficies de barlovento (lado este) Lado 1.

Se puede observar en la estructura que la superficie frontal presenta presión casi constante con una presión ligeramente inferior en los extremos con valores que van desde 0.17 a 0.11 tf/m^2 .

Superficie de sotavento superficie de techo lado 2.

Muestra un área de presión baja o negativo en el borde posterior y también en la superficie de techo con valores de 0.00 a -0.17 tf/m^2 .

3.8.7. Deformación máxima de la cobertura autoportante

Se evaluaron las deformaciones máximas en las que se cumple con las diferentes condiciones de carga en esta investigación, la deformación máxima en función a los parámetros de la norma ASCE/SE7-16 donde $dm=l/200$ “l” es la longitud de la luz, la deformación máxima obtenida fue de 1.0 cm.

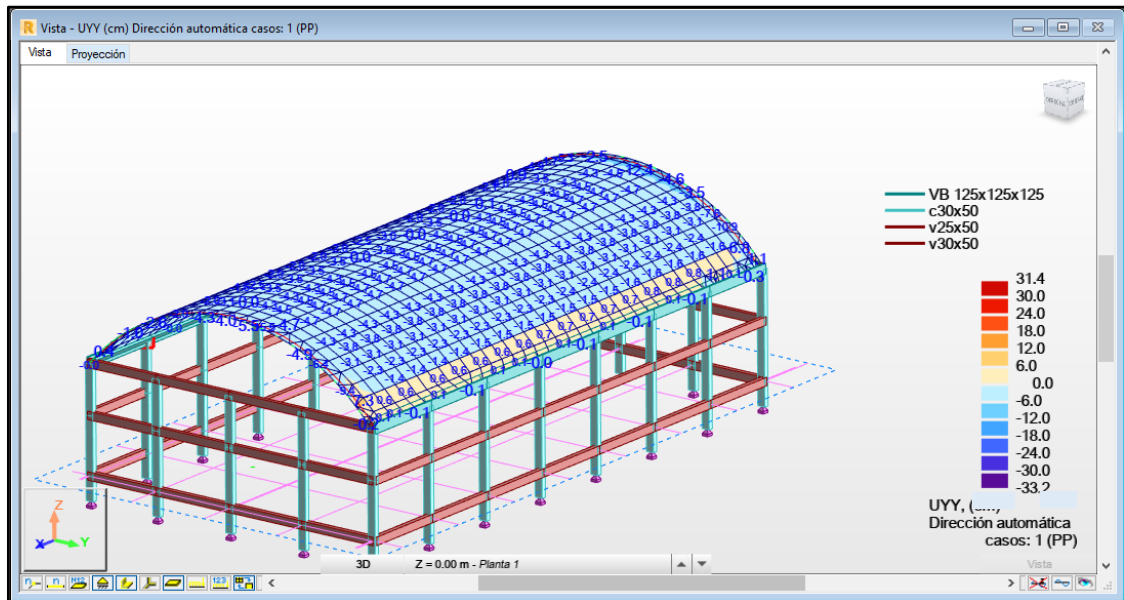


Figura 45. Deformaciones máximas de la cobertura autoportante

3.9. Ejemplo de diseño de la columna C01(30 x 50 cm).

En este capítulo diseñaremos la columna C01.

3.9.1. Factores de seguridad

$$f * S_n / U = 1.14540 > 1.00000$$

$$f * M_n / M_u = 1.26084 > 1.00000$$

$$f * P_n / P_u = 1.29283 > 1.00000$$

U, M_u, P_u - Resistencia requerida

3.9.2. Característica de los materiales:

- Concreto : $f'_c = 2100.62 \text{ tf/m}$
- Densidad : $2400.00 \text{ (kg/m}^3\text{)}$
- Aceros longitudinales: Grado 60 $f_y = 42184.17 \text{ tf/m}^2$
- Aceros transversales: Grado 60 $f_y = 42184.17 \text{ tf/m}^2$
- $b_1: 0.85000$ $b_1 = a/c$, coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente a la profundidad del eje neutro C $b_1 = \langle 0,65-0,85 \rangle$

3.9.3. Geometría:

Rectángulo 30.0 x 50.0 cm

Altura: $L = 3.60 \text{ m}$

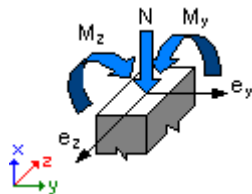
Recubrimiento = 4.0 cm

3.9.4. Cargas:

Figura 46. Combinaciones de carga.

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	Myu (tf*m)	Myl (tf*m)	Myi (tf*m)	Mzu (tf*m)	Mzl (tf*m)	Mzi (tf*m)
ESTATICOX	Dimensionamiento ELS()	55	2.56	0.17	-0.14	0.05	3.95	-3.65	1.48
ESTATICOY	Dimensionamiento ELS()	55	4.41	-3.98	3.45	-1.56	-0.03	-0.01	-0.02
CM	Dimensionamiento ELS()	55	13.38	-0.52	0.59	0.14	0.72	-0.69	0.15
COMB01	de cálculo(Peso propio)	55	33.27	-0.65	0.79	0.21	1.06	-0.99	0.24
COMB2	de cálculo(Peso propio)	55	29.41	-0.37	-0.91	0.33	-0.94	-2.74	-0.90
COMB3	de cálculo(Peso propio)	55	25.42	-0.82	-0.52	-0.25	2.81	0.98	0.96
COMB4	de cálculo(Peso propio)	55	29.78	0.80	-2.11	0.74	0.52	-1.26	-0.39
COMB5	de cálculo(Peso propio)	55	25.05	-1.99	0.68	-0.63	1.35	-0.50	0.48
COMB6	de cálculo(Peso propio)	55	21.73	-0.21	-0.71	0.26	-1.20	-2.50	-0.82
COMB7	de cálculo(Peso propio)	55	17.75	-0.65	-0.32	-0.20	2.55	1.23	0.87
COMB8	de cálculo(Peso propio)	55	22.10	0.97	-1.91	0.67	0.26	-1.01	-0.31
COMB9	de cálculo(Peso propio)	55	17.38	-1.83	0.88	-0.59	1.09	-0.25	0.39
COMB10	de cálculo(Peso propio)	55	4.75	1.92	-2.27	-0.89	4.64	-4.16	1.99
COMB11	de cálculo(Peso propio)	55	8.38	1.38	-1.16	-1.09	-1.39	0.90	-1.37
COMB12	de cálculo(Peso propio)	55	0.87	-9.55	9.84	-3.24	-0.34	0.57	0.37
COMB13	de cálculo(Peso propio)	55	-17.65	5.03	-4.47	2.23	-1.55	0.50	1.08
COMB14	de cálculo(Peso propio)	55	-22.64	7.25	-7.24	2.77	-1.99	1.67	-1.10
COMB15	de cálculo(Peso propio)	55	-10.63	2.05	-2.45	-0.97	4.35	-3.89	1.88
COMB16	de cálculo(Peso propio)	55	-7.00	1.51	-1.34	-1.17	-1.68	1.16	-1.47
COMB17	de cálculo(Peso propio)	55	-14.50	-9.42	9.65	-3.21	-0.63	0.83	0.45
COMB18	de cálculo(Peso propio)	55	-33.02	5.16	-4.65	2.25	-1.84	0.76	1.16
COMB19	de cálculo(Peso propio)	55	-38.01	7.38	-7.42	2.79	-2.28	1.93	-1.21

3.9.5. Análisis estado limite ultimo.



3.9.5.1. Combinación dimensionante: COMB19 (A).

Clasificación de la sección: Controlados por tensión

$f = 0.90000$ - Coeficiente de reducción de la resistencia, $f = \langle 0,65-0,90 \rangle$

$e_c (*1000) = -2.43418$ - Tensión en el concreto

$e_t (*1000) = 7.50000$ - Tensión de tracción del extremo del acero

Esfuerzos seccionales:

$N = -38.01$ (tf) $My = 7.38$ (tf*m) $Mz = -2.28$ tf*m

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$P_u = -38.01$ tf $My_u = 7.38$ tf*m $Mz_u = -2.28$ tf*m $M_u = 7.72$ tf*m $U = 0.14625$

• Coeficiente de seguridad:

U, M_u, P_u - Resistencia requerida

$f * S_n / U = 1.14540 > 1.00000$

$$f * M_n / M_u = 1.26084 > 1.00000$$

$$f * P_n / P_u = 1.29283 > 1.00000$$

$$f * S_n = 0.16751$$

$$f * M_n = 9.74 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$f * P_n = -49.14 \text{ tf}$$

- **Análisis detallado-Dirección Y:**

- Esfuerzo crítico**

$$P_c = 0.00 \text{ (tf)} \quad (6.6.4.4.2)$$

$$k * l_u = 3.60 \text{ m}$$

$$EI = 0.00 \text{ tf} \cdot \text{m}^2 \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$bd = 0.00000$$

$$E_c = 2325797.05 \text{ tf/m}^2$$

$$E_s = 20389024.16 \text{ tf/m}^2$$

$$I_g = 312500.0 \text{ cm}^4$$

$$I_{se} = 6105.9 \text{ cm}^4$$

- **Análisis de la esbeltez**

Estructura intraslacional

$l_u \text{ m}$	k	$k * l_u \text{ m}$
-----------------	-----	---------------------

3.60	1.00000	3.60
------	---------	------

$$k * l_{uy} / r_y = 24.94153 > 22.00000 \text{ Columna esbelta}$$

- **Análisis de pandeo**

$$M_A = 7.38 \text{ tf} \cdot \text{m} \quad M_B = -7.42 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M = 7.38 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_c = M = 7.38 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

- **Análisis detallado-Dirección Z:**

$$M_A = -2.28 \text{ tf} \cdot \text{m} \quad M_B = 1.93 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M = -2.28 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_c = M = -2.28 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

3.9.5.2. Acero de diseño:

Sección de acero: 22.80 cm² 1.520 %

Acero mínimo (requisito del código): 15.00 cm² 1.000 (%)

Acero máximo (requisito del código): 120.00 cm² 8.000 (%)

- **Acero longitudinal (Grado 60):**

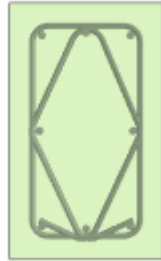
8 # 3/4

- **Aceros transversales (Grado 60):**

Estribos #3/8 l = 1.38 m

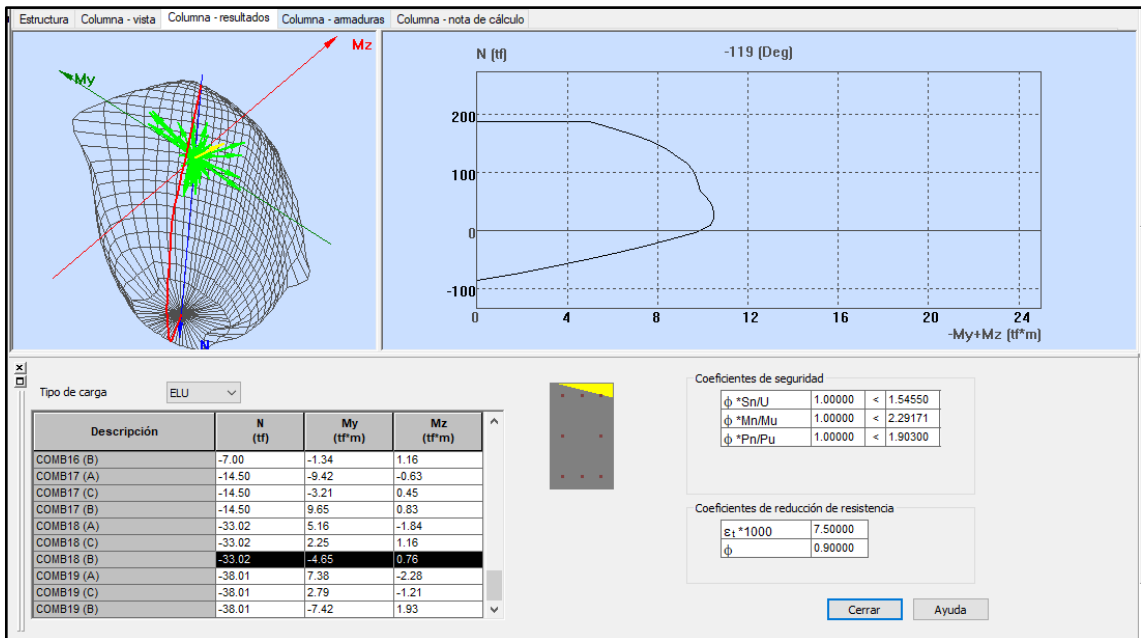
#3/8 l = 1.12 m

Figura 47. Distribución de acero C-01



C-01(30x50) -8 Ø ¾
 2 estribos Ø 3/8
 Estribo rectangular de 1.38 m
 Estribo interior de 1.12

Figura 48. Diagrama de interacción en columnas



3.10. Ejemplo de cálculo columna C-02(35 x 55 cm)

3.10.1. Factores de seguridad

$$\phi * S_n / U = 1.05368 > 1.00000$$

$$\phi * M_n / M_u = 1.13149 > 1.00000$$

$$\phi * P_n / P_u = 1.09950 > 1.00000$$

U, Mu, Pu - Resistencia requerida

3.10.2. Características de los materiales:

- Concreto: $f'c = 2100.62 \text{ tf/m}^2$
- Densidad : 2400.00 kg/m^3
- Aceros longitudinales: Grado 60 $f_y = 42184.17 \text{ tf/m}^2$
- Aceros transversales: Grado 60 $f_y = 42184.17 \text{ tf/m}^2$
- $b_1: 0.85000$ $b_1 = a/c$, Coeficiente relativo a la profundidad del bloque de tensión de compresión rectangular equivalente a la profundidad del eje neutro $C b_1 = <0,65-0,85>$

3.10.3. Geometría:

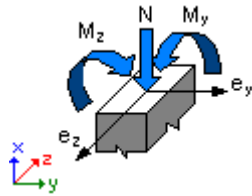
Rectángulo $35.0 \times 55.0 \text{ cm}$
 Altura: $L = 3.60 \text{ m}$
 Espesor de la losa = 0.00 m
 Altura de la viga = 0.00 m
 Recubrimiento de la Acero = 4.0 cm

3.10.4. Cargas:

Figura 49. Combinación de cargas columna C02.

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	Myu (tf*m)	Myl (tf*m)	Myi (tf*m)	Mzu (tf*m)	Mzl (tf*m)	Mzi (tf*m)
ESTATICOX	Dimensionamiento ELS()	52	0.01	0.13	0.02	0.09	7.26	-7.07	2.57
ESTATICOY	Dimensionamiento ELS()	52	-0.53	-2.05	-1.36	-1.90	0.01	-0.02	-0.01
CM	Dimensionamiento ELS()	52	19.34	0.04	-0.43	-0.24	0.06	-0.02	0.03
COMB01	de cálculo(Peso propio)	52	60.99	0.08	-0.59	-0.33	0.15	-0.06	0.07
COMB2	de cálculo(Peso propio)	52	49.25	0.41	0.37	0.13	-3.19	-3.39	-1.11
COMB3	de cálculo(Peso propio)	52	48.98	-0.27	0.70	-0.54	3.44	3.29	1.16
COMB4	de cálculo(Peso propio)	52	49.49	1.04	0.16	0.63	-0.64	-0.82	-0.25
COMB5	de cálculo(Peso propio)	52	48.74	-0.91	0.90	-0.89	0.89	0.72	0.32
COMB6	de cálculo(Peso propio)	52	35.50	0.39	0.22	0.17	-3.23	-3.37	-1.12
COMB7	de cálculo(Peso propio)	52	35.23	-0.29	0.55	-0.44	3.41	3.31	1.15
COMB8	de cálculo(Peso propio)	52	35.73	1.03	0.01	0.66	-0.68	-0.80	-0.25
COMB9	de cálculo(Peso propio)	52	34.99	-0.93	0.75	-0.86	0.85	0.74	0.30
COMB10	de cálculo(Peso propio)	52	0.57	-0.61	-1.95	-1.64	8.00	-7.29	2.90
COMB11	de cálculo(Peso propio)	52	-0.74	-6.46	-3.31	-5.59	-7.47	7.11	-2.58
COMB12	de cálculo(Peso propio)	52	-34.86	-4.66	-3.14	-4.38	-0.10	-0.24	-0.17
COMB13	de cálculo(Peso propio)	52	-30.92	11.75	5.59	10.19	-0.96	0.38	-0.54
COMB14	de cálculo(Peso propio)	52	-43.69	6.01	2.47	5.04	-6.73	6.53	-2.57
COMB15	de cálculo(Peso propio)	52	-31.14	-0.63	-1.80	-1.56	7.93	-7.26	2.86
COMB16	de cálculo(Peso propio)	52	-32.44	-6.49	-3.16	-5.56	-7.53	7.14	-2.62
COMB17	de cálculo(Peso propio)	52	-66.56	-4.69	-3.00	-4.35	-0.16	-0.20	-0.17
COMB18	de cálculo(Peso propio)	52	-62.63	11.72	5.73	10.22	-1.03	0.41	-0.57
COMB19	de cálculo(Peso propio)	52	-75.39	5.99	2.62	5.07	-6.80	6.56	-2.60

3.10.5. Análisis ELU



3.10.5.1. Combinación dimensionante: COMB19 (A)

Clasificación de la sección: Controlados por tensión

$\phi = 0.90000$ - Coeficiente de reducción de la resistencia, $\phi = <0,65-0,90>$

$\epsilon_c (*1000) = -2.17859$ - Tensión en el hormigón

$\epsilon_t (*1000) = 7.50000$ - Tensión de tracción del extremo de las armaduras

Esfuerzos seccionales:

$N = -75.39 \text{ tf}$ $M_y = 5.99 \text{ (tf*m)}$ $M_z = -6.80 \text{ tf*m}$

- Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

$P_u = -75.39 \text{ tf}$ $M_{yu} = 5.99 \text{ tf*m}$ $M_{zu} = -6.80 \text{ tf*m}$ $M_u = 9.06 \text{ tf*m}$ $U = 0.21601$

- **Coeficiente de seguridad:**

U, M_u, P_u - Resistencia requerida

$\phi * S_n / U = 1.05368 > 1.00000$

$\phi * M_n / M_u = 1.13149 > 1.00000$

$\phi * P_n / P_u = 1.09950 > 1.00000$

$\phi * S_n = 0.22761$

$\phi * M_n = 10.25 \text{ tf*m}$

$\phi * P_n = -82.90 \text{ tf}$

- **Análisis detallado-Dirección Y:**

- **Esfuerzo crítico**

$P_c = 0.00 \text{ (tf)}$ (6.6.4.4.2)

$k * l_u = 3.60 \text{ (m)}$

$EI = 0.00 \text{ (tf*m}^2\text{)}$

(6.6.4.4.b)

$\beta d = 0.00000$

$E_c = 2325797.05 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

$E_s = 20389024.16 \text{ (tf/m}^2\text{)}$

$I_g = 485260.4 \text{ (cm}^4\text{)}$

$I_{se} = 12028.2 \text{ (cm}^4\text{)}$

- **Análisis de la esbeltez**

Estructura intraslacional

l_u m k $k \cdot l_u$ m

3.60 1.00000 3.60

$k \cdot l_{uy} / r_y = 24.94153 > 22.00000$ Columna esbelta

- **Análisis de pandeo**

MA = 5.99 tf*m MB = 2.62 tf*m

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

M = 5.99 tf*m

Mc = M = 5.99 tf*m

- **Análisis detallado-Dirección Z:**

MA = -6.80 tf*m MB = 6.56 tf*m

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada

M = -6.80 tf*m

Mc = M = -6.80 tf*m

3.10.5.2. Aceros diseñados:

Sección de armado: 35.79 cm² 1.859 %

Acero mínimo (requisito de código): 19.25 cm² 1.000 %

Acero máximo (requisito de código): 154.00 cm² 8.000 %

- **Barras principales (Grado 60):**

- 4 #3/4

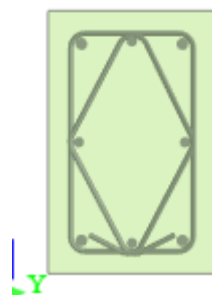
- 4 #7/8

- **Aceros transversales (Grado 60):**

Estribos #3/8 l = 1.58 m

 #3/8 l = 1.27 m

Figura 50. Distribución de acero C-02



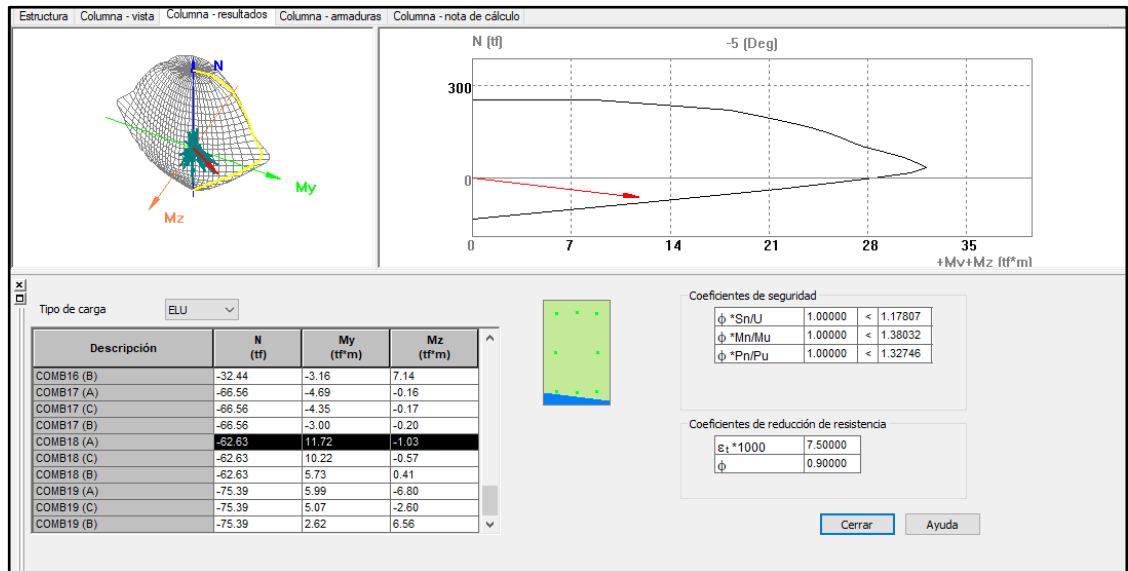
C-02(35x55) -4 Ø ¾ +4 Ø 7/8

2 estribos Ø 3/8

Estribo rectangular de 1.38 m

Estribo interior de 1.13

Figura 51. Diagrama de interacción columna C-02



3.11. Ejemplo de cálculo pórtico eje 1-1 viga superior (0.25x0.5)

Diseñaremos la viga V02 de 25 x 50 cm.

3.11.1. Característica de los materiales:

- Concreto: $f'c = 2100.62 \text{ tf/m}^2$ Densidad :2400.00 kg/m³
- Aceros longitudinales : Grado 60 $f_y = 42184.17 \text{ tf/m}^2$
- Aceros transversales : Grado 60 $f_y = 42184.17 \text{ tf/m}^2$
- Acero adicional: : Grado 60 $f_y = 42184.17 \text{ tf/m}^2$

3.11.2. Geometría:

Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
			m	m m
P1	Tramo	0.30	4.90	0.30

Longitud de cálculo: $L_0 = 5.20 \text{ m}$

Sección de 0.00 a 4.90 m 25.0 x 50.0 cm

Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
			m	m m
P2	Tramo	0.30	4.90	0.30

Longitud de cálculo: $L_0 = 5.20 \text{ m}$

Sección de 0.00 a 4.90 m 25.0 x 50.0

Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
-------	----------	----------	---	----------

		m	m	m
P3	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0		

Tramo Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.	
		m	m	m
P4	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0		

Tramo Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.	
		m	m	m
P5	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0, x 0.0 cm		

Tramo Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.	
		m	m	m
P6	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0		

Tramo Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.	
		m	m	m
P7	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0, x 0.0 cm		

3.11.2.1. Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : ACI 318-14 ACI 318M-14
- Cálculos según la norma : ACI 318-14
- Considerando la reducción del esfuerzo cortante en la zona de apoyo : no
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A

- Recubrimiento de la Acero : Acero inferiores $c = 4.0$ cm
: lateral $c_1 = 4.0$ cm
: superficial $c_2 = 4.0$ cm

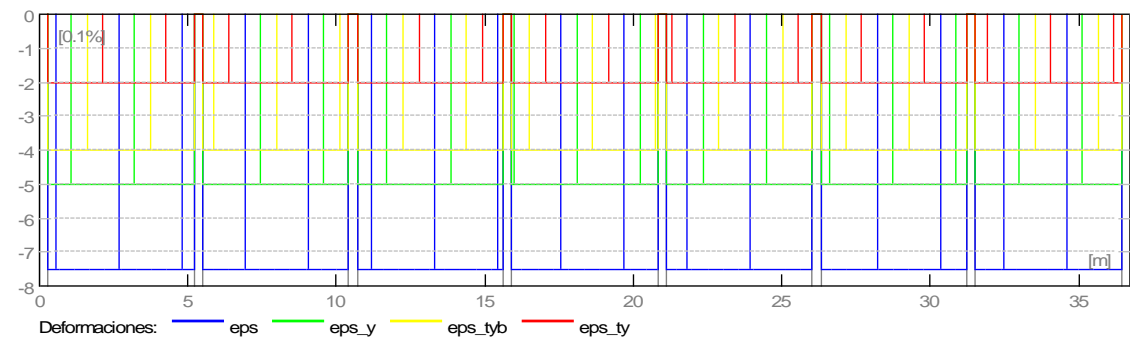
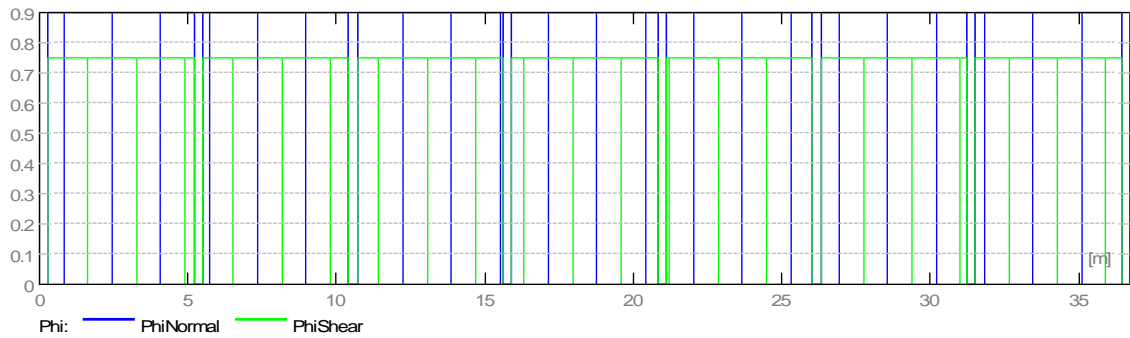
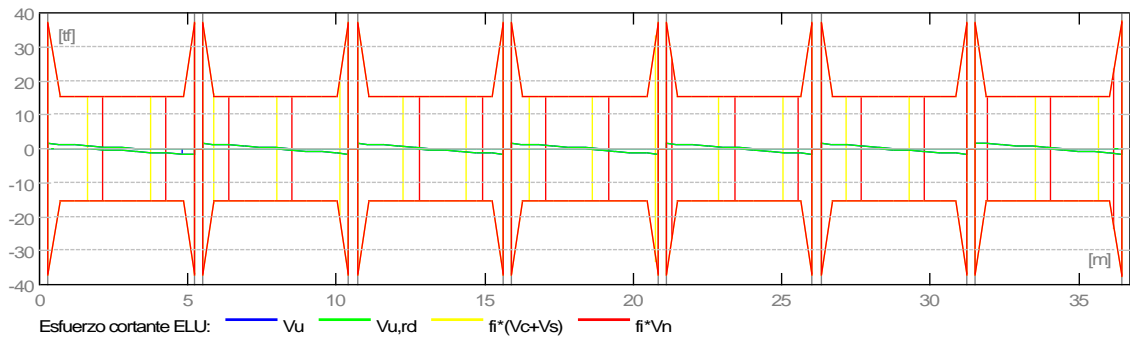
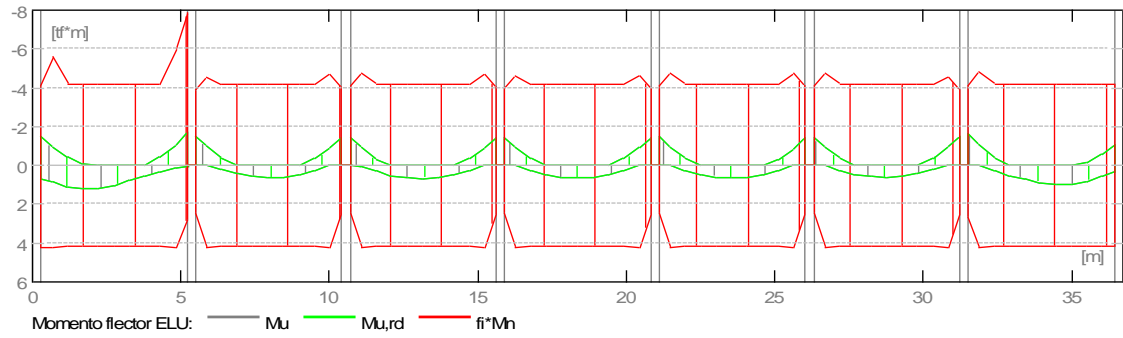
3.11.3. Resultados de los cálculos:

Solicitaciones ELU

Tabla 28. Solicitaciones de carga

Tramo	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,iz	Mu,d	Vu,iz	Vu, d
	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	tf	tf
P1	1.22	-0.08	-1.48	-1.67	1.57	-1.81
P2	0.61	-0.01	-1.49	-1.4	1.53	-1.48
P3	0.66	0	-1.41	-1.45	1.52	-1.54
P4	0.66	0	-1.43	-1.42	1.53	-1.53
P5	0.64	0	-1.46	-1.4	1.54	-1.51
P6	0.61	-0.01	-1.4	-1.49	1.5	-1.54
P7	0.98	0	-1.64	-1.08	1.73	-1.43

Tabla 29. Diagramas de momento flexionante y fuerza cortante

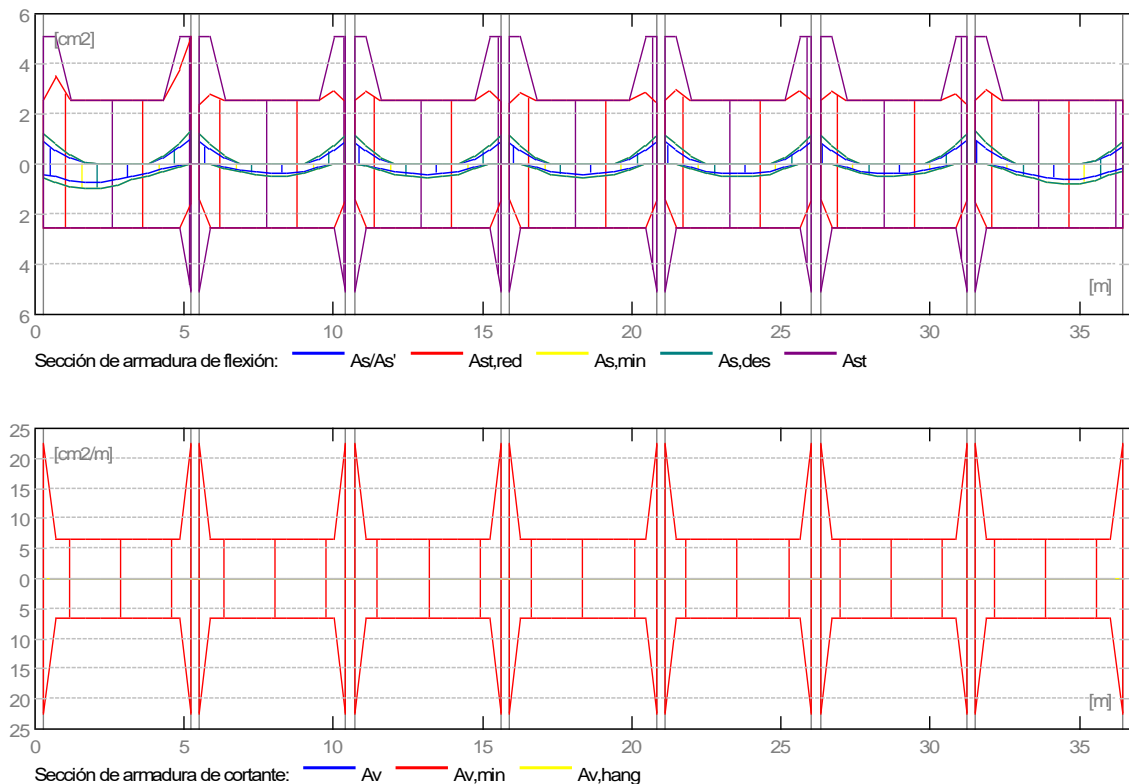


3.11.3.1. Sección Teórica de Acero.

Tabla 30. Sección teórica de acero

Tramo	Tramo cm ²		Apoyo izquierdo cm ²		Apoyo-derecho cm ²	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0.73	0	0.42	0.88	0.02	1.01
P2	0.37	0	0	0.9	0	0.85
P3	0.4	0	0.01	0.85	0	0.88
P4	0.39	0	0	0.87	0	0.86
P5	0.39	0	0	0.88	0	0.84
P6	0.37	0	0	0.85	0	0.9
P7	0.59	0	0	0.99	0.21	0.64

Tabla 31. Diagrama de fuerzas cortantes



3.11.3.2. Resultados teóricos - detalles:

P1 : Tramo de 0.30 a 5.20 (m)

Tabla 32. Momentos actuantes tramo 01

Abscisa	ELU		ELS		As	As'
	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu, mín		
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
0.3	0.71	-1.48	0	0	0.42	0.88
0.67	0.87	-0.96	0	0	0.5	0.55
1.19	1.11	-0.46	0	0	0.65	0.27
1.71	1.22	-0.08	0	0	0.73	0.05
2.23	1.19	0	0	0	0.72	0
2.75	1.02	0	0	0	0.62	0
3.27	0.78	0	0	0	0.47	0
3.79	0.58	0	0	0	0.35	0
4.31	0.35	-0.4	0	0	0.2	0.23
4.83	0.12	-1.07	0	0	0.07	0.64
5.2	0.04	-1.67	0	0	0.02	1.01

Tabla 33. Fuerzas cortantes tramo 01

Abscisa	ELU	ELS
	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
0.3	1.57	0
0.67	1.37	0
1.19	1.08	0
1.71	0.8	0
2.23	0.52	0
2.75	0.48	0
3.27	-0.76	0
3.79	-1.05	0
4.31	-1.33	0
4.83	-1.61	0
5.2	-1.81	0

P2: Tramo de 5.50 a 10.41 (m)**Tabla 34. Momentos actuantes tramo 02**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm ²	As' cm ²
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu, mín tf*m		
5.5	0	-1.49	0	0	0	0.9
5.87	0	-0.97	0	0	0	0.59
6.4	0.19	-0.39	0	0	0.11	0.23
6.92	0.4	0	0	0	0.24	0
7.44	0.54	0	0	0	0.32	0
7.96	0.6	0	0	0	0.36	0
8.48	0.61	0	0	0	0.37	0
9	0.48	-0.01	0	0	0.29	0.01
9.52	0.26	-0.35	0	0	0.15	0.2
10.04	0	-0.91	0	0	0	0.55
10.41	0	-1.4	0	0	0	0.85

Tabla 35. Fuerzas cortantes tramo 02

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu, máx. tf	Vu, máx. tf
5.5	1.53	0
5.87	1.33	0
6.4	1.05	0
6.92	0.77	0
7.44	0.49	0
7.96	0.21	0
8.48	-0.43	0
9	-0.71	0
9.52	-0.99	0
10.04	-1.28	0
10.41	1.48	0

P3: Tramo de 10.71 a 15.61 (m)**Tabla 36. Momentos actuantes tramo 03**

Abscisa	ELU		ELS		As	As'
	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu, mín		
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
10.71	0.01	-1.41	0	0	0.01	0.85
11.08	0.05	-0.9	0	0	0.03	0.54
11.6	0.3	-0.32	0	0	0.17	0.18
12.12	0.53	0	0	0	0.32	0
12.64	0.63	0	0	0	0.38	0
13.16	0.66	0	0	0	0.4	0
13.68	0.61	0	0	0	0.37	0
14.2	0.5	0	0	0	0.3	0
14.72	0.26	-0.34	0	0	0.15	0.2
15.24	0.01	-0.93	0	0	0	0.56
15.61	0	-1.45	0	0	0	0.88

Tabla 37. Fuerzas cortantes tramo 03

Abscisa	ELU	ELS
	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
10.71	1.52	0
11.08	1.32	0
11.6	1.04	0
12.12	0.76	0
12.64	0.47	0
13.16	-0.22	0
13.68	-0.5	0
14.2	-0.78	0
14.72	-1.06	0
15.24	-1.34	0
15.61	-1.54	0

P4 : Tramo de 15.91 a 20.82 m**Tabla 38. Momentos actuantes tramo 04**

Abscisa	ELU		ELS		As	As'
	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu, mín		
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
15.91	0	-1.43	0	0	0	0.87
16.28	0.01	-0.92	0	0	0.01	0.55
16.8	0.26	-0.33	0	0	0.15	0.19
17.32	0.5	0	0	0	0.3	0
17.84	0.61	0	0	0	0.37	0
18.37	0.66	0	0	0	0.39	0
18.89	0.62	0	0	0	0.37	0
19.41	0.51	0	0	0	0.31	0
19.93	0.27	-0.33	0	0	0.16	0.19
20.45	0.02	-0.91	0	0	0.01	0.55
20.82	0.01	-1.42	0	0	0	0.86

Tabla 39. Fuerzas cortantes tramo 04

Abscisa	ELU	ELS
	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
15.91	1.53	0
16.28	1.33	0
16.8	1.05	0
17.32	0.77	0
17.84	0.49	0
18.37	0.2	0
18.89	-0.48	0
19.41	-0.76	0
19.93	-1.04	0
20.45	-1.33	0
20.82	-1.53	0

P5 : Tramo de 21.12 a 26.02 m**Tabla 40. Momentos actuantes tramo 05**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm ²	As' cm ²
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu, mín tf*m		
21.12	0	-1.46	0	0	0	0.88
21.49	0	-0.95	0	0	0	0.57
22.01	0.25	-0.36	0	0	0.14	0.21
22.53	0.48	0	0	0	0.29	0
23.05	0.6	0	0	0	0.36	0
23.57	0.64	0	0	0	0.39	0
24.09	0.6	0	0	0	0.36	0
24.61	0.5	0	0	0	0.3	0
25.13	0.26	-0.31	0	0	0.15	0.18
25.65	0.01	-0.89	0	0	0.01	0.54
26.02	0	-1.4	0	0	0	0.84

Tabla 41. Fuerzas cortantes tramo 05

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
21.12	1.54	0
21.49	1.34	0
22.01	1.05	0
22.53	0.77	0
23.05	0.49	0
23.57	0.21	0
24.09	-0.47	0
24.61	-0.75	0
25.13	-1.03	0
25.65	-1.31	0
26.02	-1.51	0

P6 : Tramo de 26.32 a 31.23 m**Tabla 42. Momentos actuantes tramo 06**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm ²	As' cm ²
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu, mín tf*m		
26.32	0	-1.4	0	0	0	0.85
26.69	0	-0.9	0	0	0	0.54
27.21	0.25	-0.33	0	0	0.14	0.19
27.73	0.48	0	0	0	0.29	0
28.25	0.58	0	0	0	0.35	0
28.77	0.61	0	0	0	0.37	0
29.29	0.57	0	0	0	0.34	0
29.81	0.44	-0.01	0	0	0.26	0.01
30.33	0.2	-0.39	0	0	0.12	0.23
30.86	0	-0.97	0	0	0	0.59
31.23	0	-1.49	0	0	0	0.9

Tabla 43. Fuerzas cortantes tramo 06

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
26.32	1.5	0
26.69	1.3	0
27.21	1.02	0
27.73	0.73	0
28.25	0.45	0
28.77	-0.21	0
29.29	-0.49	0
29.81	-0.77	0
30.33	-1.05	0
30.86	-1.34	0
31.23	-1.54	0

P7 : Tramo de 31.53 a 36.43 m**Tabla 44. Momentos actuantes tramo 07**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm2	As' cm2
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu, mín tf*m		
31.53	0	-1.64	0	0	0	0.99
31.9	0	-1.05	0	0	0	0.63
32.42	0.26	-0.37	0	0	0.15	0.21
32.94	0.54	0	0	0	0.32	0
33.46	0.72	0	0	0	0.43	0
33.98	0.88	0	0	0	0.53	0
34.5	0.98	0	0	0	0.59	0
35.02	0.97	0	0	0	0.59	0
35.54	0.83	-0.17	0	0	0.49	0.1
36.06	0.55	-0.6	0	0	0.31	0.34
36.43	0.36	-1.08	0	0	0.21	0.64

Tabla 45. Fuerzas cortante tramo 07

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
31.53	1.73	0
31.9	1.53	0
32.42	1.25	0
32.94	0.97	0
33.46	0.69	0
33.98	0.41	0
34.5	-0.39	0
35.02	-0.67	0
35.54	-0.95	0
36.06	-1.23	0
36.43	-1.43	0

3.11.3.3.2.6 Acero:

P1 : Tramo de 0.30 a 5.20 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
2 #1/2 l = 5.66 de 0.04 a 5.53
- Acero superior Grado 60
2 #1/2 l = 5.46 de 0.04 a 5.33
- Tramo Grado 60
2 #1/2 l = 1.16 de 0.04 a 1.03
2 #1/2 l = 1.70 de 4.48 a 6.18

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos # 3/8 l = 1.32
$$e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06 \text{ m}$$

P2 : Tramo de 5.50 a 10.41 m

Acero longitudinal:

- Acero inferiores Grado 60
2 #1/2 l = 5.51 de 5.20 a 10.71
- Acero superior (Grado 60)
2 #1/2 l = 5.14 de 5.39 a 10.52

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos #3/8 l = 1.32
$$e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06 \text{ m}$$

P3 : Tramo de 10.71 a 15.61 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
2 #1/2 l = 5.51 de 10.40 a 15.92
- Acero superior Grado 60
2 #1/2 l = 5.14 de 10.59 a 15.73
- Tramo Grado 60
2 #1/2 l = 1.72 de 9.70 a 11.42
2 #1/2 l = 1.70 de 14.90 a 16.61

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos #3/8 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06 \text{ m}$

P4 : Tramo de 15.91 a 20.82 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
2 #1/2 l = 5.51 de 15.61 a 21.12
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #1/2 l = 5.14 de 15.80 a 20.93

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos #3/8 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06 \text{ m}$

P5 : Tramo de 21.12 a 26.02 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
2 #1/2 l = 5.51 de 20.81 a 26.33
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #1/2 l = 5.14 de 21.00 a 26.14
- Tramo (Grado 60)
2 #1/2 l = 1.70 de 20.13 a 21.83

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos #3 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06 \text{ m}$

P6 : Tramo de 26.32 a 31.23 m

Aceros longitudinales:

- Aceros inferiores (Grado 60)
2 #1/2 l = 5.51 de 26.02 a 31.53
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #1/2 l = 5.14 de 26.21 a 31.34

- Tramo Grado 60
2 #1/2 l = 1.73 de 25.31 a 27.04

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos #3 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

2.6.7 P7 : Tramo de 31.53 a 36.43 m

Aceros longitudinales:

- Aceros inferiores (Grado 60)
2 #1/2 l = 5.66 de 31.20 a 36.69
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #1/2 l = 5.46 de 31.40 a 36.69
- Tramo Grado 60
2 #1/2 l = 1.70 de 30.55 a 32.25

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos 25 #3 l = 1.32
 $e = 1*0.05 + 5*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

3.12. VIGA V101 0.25 x 0.5

3.12.1. Característica de los materiales:

- Concreto: $f'c = 2100.62$ tf/m²
- Densidad : 2400.00 kg/m³
- Aceros longitudinales : Grado 60 $f_y = 42184.17$ tf/m²
- Aceros transversales : Grado 60 $f_y = 42184.17$ tf/m²
- Acero adicional : Grado 60 $f_y = 42184.17$ tf/m²

3.12.2. Geometría:

Número de elementos idénticos: 1

Tramo	Posición	Ap. Izq. L	Ap. Der.
		m m	m
P1	Tramo	0.30 4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20$ m	
Sección	de 0.00 a 4.90 m 25.0 x 50.0 cm		

Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
		m	m	m
P2	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_O = 5.20$ m		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0		
Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
	m	m	m	m
P3	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_O = 5.20$ m		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0		
Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
		m	m	m
P4	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_O = 5.20$ m		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0		
Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
		m	m	m
P5	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_O = 5.20$ m		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0x 0.0 cm		
Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
		m	m	m
P6	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_O = 5.20$ m		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0		
Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
		m	m	m
P7	Tramo	0.30	4.90	0.30
Longitud de cálculo:		$L_O = 5.20$ m		
Sección	de 0.00 a 4.90 m	25.0 x 50.0,		

Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : ACI 318-14 ACI 318M-14
- Cálculos según la norma : ACI 318-14

- Considerando la reducción del esfuerzo cortante en la zona de apoyo : no
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A
- Recubrimiento de la Acero : Acero inferiores $c = 4.0$ cm
: lateral $c1 = 4.0$ cm
: superficial $c2 = 4.0$ cm

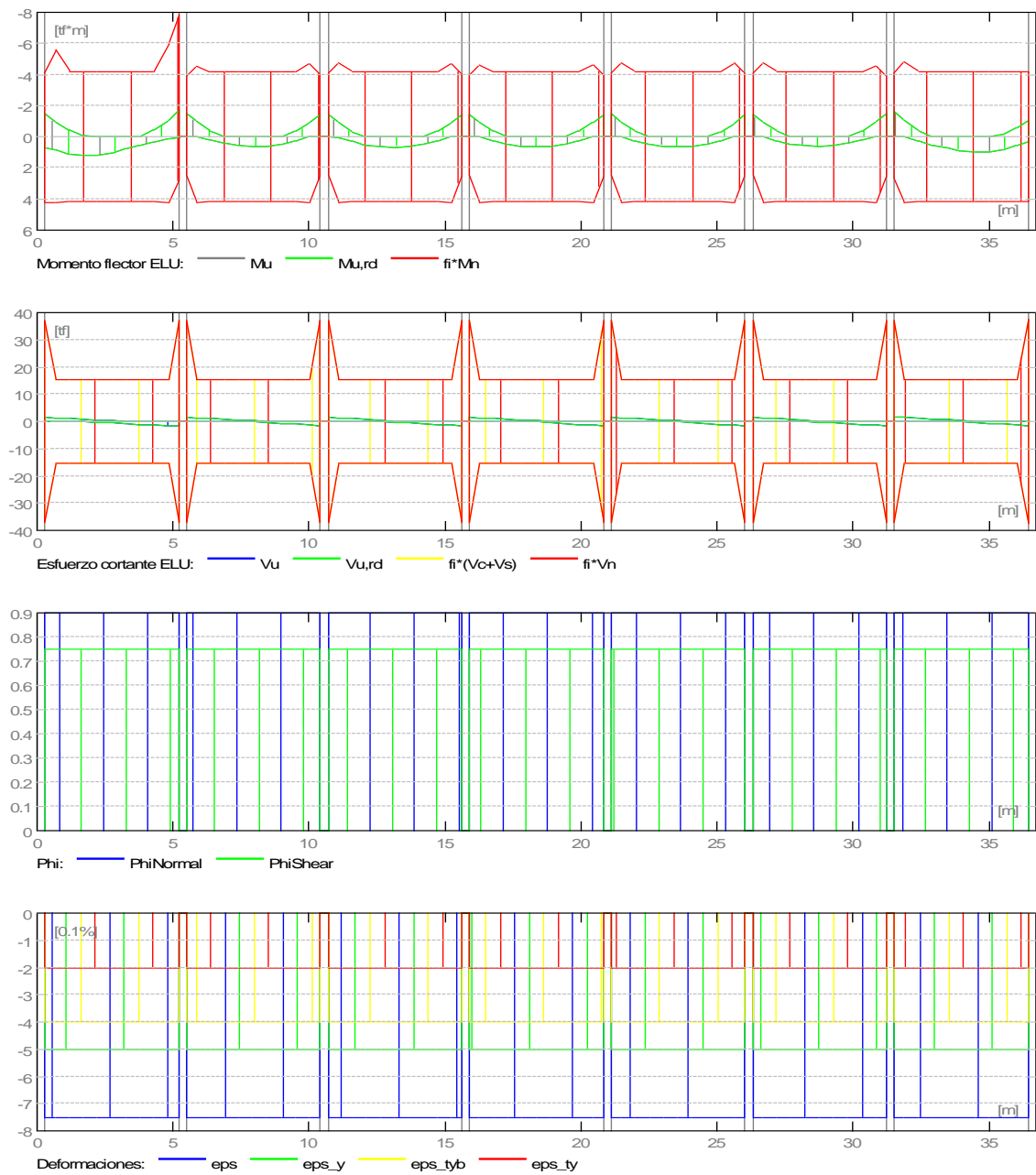
3.12.3. Resultados de los cálculos:

3.12.4. Solicitaciones ELU

Tabla 46. Solicitaciones de estado ultimo

Tramo	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,iz tf*m	Mu,d tf*m	Vu,iz tf	Vu,d tf
P1	1.22	-0.08	-1.48	-1.67	1.57	-1.81
P2	0.61	-0.01	-1.49	-1.4	1.53	-1.48
P3	0.66	0	-1.41	-1.45	1.52	-1.54
P4	0.66	0	-1.43	-1.42	1.53	-1.53
P5	0.64	0	-1.46	-1.4	1.54	-1.51
P6	0.61	-0.01	-1.4	-1.49	1.5	-1.54
P7	0.98	0	-1.64	-1.08	1.73	-1.43

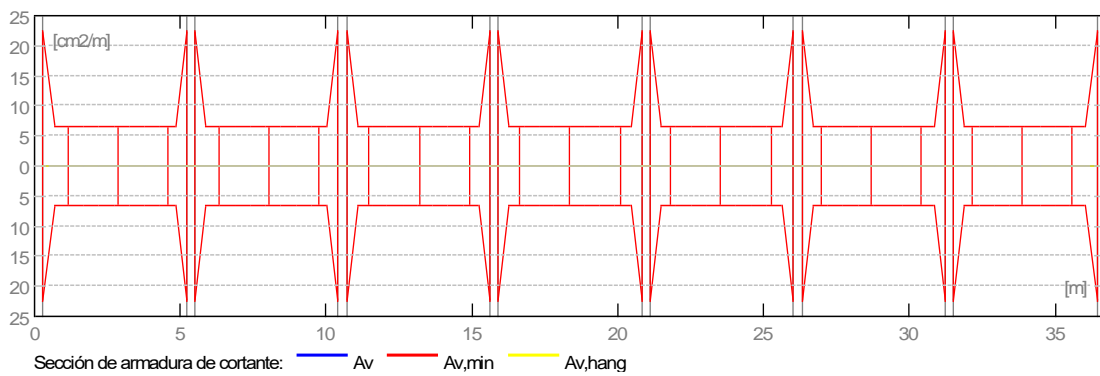
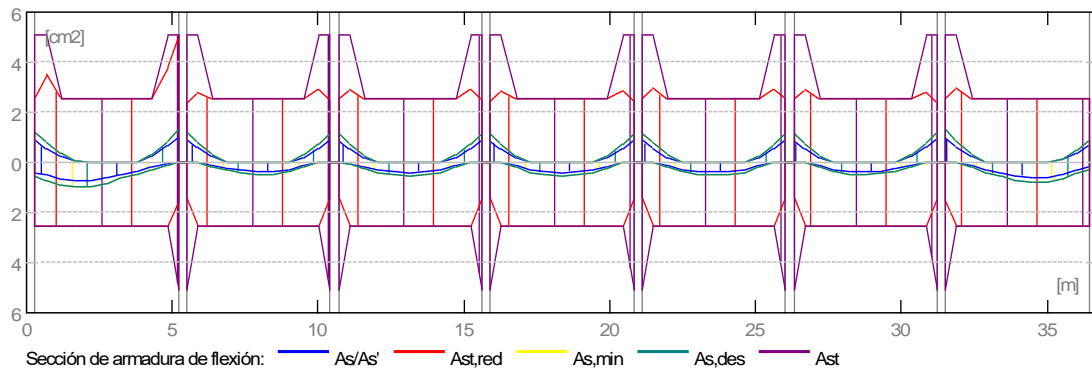
Figura 52. Diagrama de momento flexiónate y fuerzas cortantes

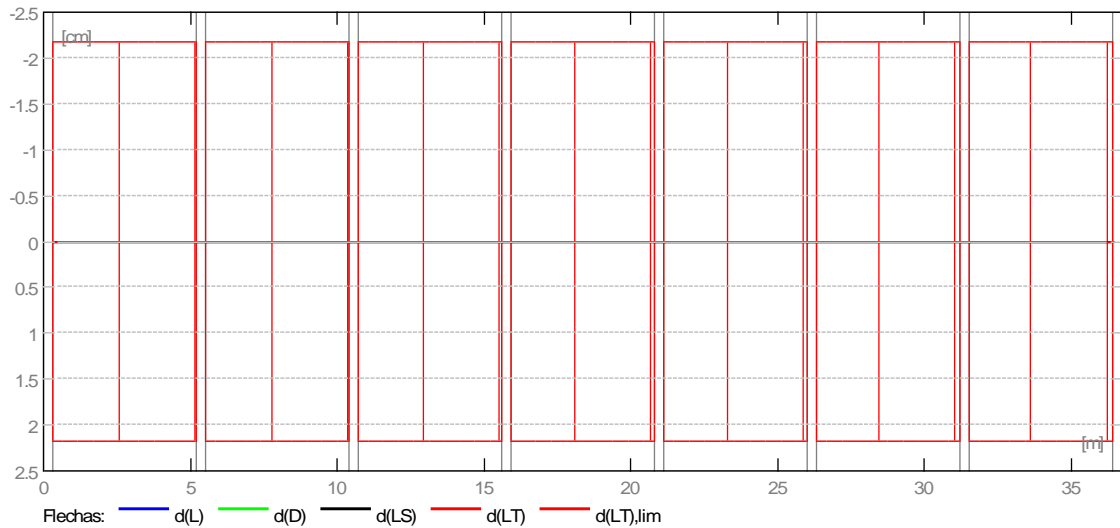


3.12.5. Sección teórica de acero

Tabla 47. Solicitaciones de carga.

Tramo	Tramo cm2		Apoyo izquierdo cm2		Apoyo derecho cm2	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	0.73	0	0.42	0.88	0.02	1.01
P2	0.37	0	0	0.9	0	0.85
P3	0.4	0	0.01	0.85	0	0.88
P4	0.39	0	0	0.87	0	0.86
P5	0.39	0	0	0.88	0	0.84
P6	0.37	0	0	0.85	0	0.9
P7	0.59	0	0	0.99	0.21	0.64





3.12.5.1. Resultados teóricos - detalles:

P1 : Tramo de 0.30 a 5.20 m

Tabla 48. Momento flexionantes tramo 01

Abscisa m	ELU		ELS		As cm ²	As' cm ²
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu, mín tf*m		
0.3	0.71	-1.48	0	0.00	0.42	0.88
0.67	0.87	-0.96	0	0	0.5	0.55
1.19	1.11	0	0	0.65	0.27	-0.46
1.71	1.22	-0.08	0	0	0.73	0.05
2.23	1.19	0	0	0	0.72	0
2.75	1.02	0	0	0	0.62	0
3.27	0.78	0	0	0	0.47	0
3.79	0.58	0	0	0	0.35	0
4.31	0.35	-0.4	0	0	0.2	0.23
4.83	0.12	-1.07	0	0	0.07	0.64
5.2	0.04	-1.67	0	0	0.02	1.01

Tabla 49. Fuerzas cortantes tramo 01

	ELU	ELS
Abscisa	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
0.3	1.57	0
0.67	1.37	0
1.19	1.08	0
1.71	0.8	0
2.23	0.52	0
2.75	-0.48	0
3.27	-0.76	0
3.79	-1.05	0
4.31	-1.33	0
4.83	-1.61	0
5.2	-1.81	0

P2 : Tramo de 5.50 a 10.41 m**Tabla 50. Momento flexionantes tramo 02**

	ELU		ELS			
Abscisa	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu, mín	As	As'
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
5.5	0	-1.49	0	0	0	0.9
5.87	0	-0.97	0	0	0	0.59
6.4	0.19	-0.39	0	0	0.11	0.23
6.92	0.4	0	0	0	0.24	0
7.44	0.54	0	0	0	0.32	0
7.96	0.6	0	0	0	0.36	0
8.48	0.61	0	0	0	0.37	0
9	0.48	-0.01	0	0	0.29	0.01
9.52	0.26	-0.35	0	0	0.15	0.2
10.04	0	-0.91	0	0	0	0.55
10.41	0	-1.4	0	0	0	0.85

Tabla 51. Fuerza cortante tramo 02

	ELU	ELS
Abscisa	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
5.5	1.53	0
5.87	1.33	0
6.4	1.05	0
6.92	0.77	0
7.44	0.49	0
7.96	0.21	0
8.48	-0.43	0
9	-0.71	0
9.52	-0.99	0
10.04	-1.28	0
10.41	-1.48	0

P3 : Tramo de 10.71 a 15.61 m**Tabla 52. Momento flexionantes tramo 03**

	ELU		ELS			
Abscisa	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu, mín	As	As'
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
10.71	0.01	-1.41	0	0	0.01	0.85
11.08	0.05	-0.9	0	0	0.03	0.54
11.6	0.3	-0.32	0	0	0.17	0.18
12.12	0.53	0	0	0	0.32	0
12.64	0.63	0	0	0	0.38	0
13.16	0.66	0	0	0	0.4	0
13.68	0.61	0	0	0	0.37	0
14.2	0.5	0	0	0	0.3	0
14.72	0.26	-0.34	0	0	0.15	0.2
15.24	0.01	-0.93	0	0	0	0.56
15.61	0	-1.45	0	0	0	0.88

Tabla 53. Fuerza cortante tramo 03

	ELU	ELS
Abscisa	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
10.71	1.52	0
11.08	1.32	0
11.6	1.04	0
12.12	0.76	0
12.64	0.47	0
13.16	-0.22	0
13.68	-0.5	0
14.2	-0.78	0
14.72	-1.06	0
15.24	-1.34	0
15.61	-1.54	0

P4 : Tramo de 15.91 a 20.82 m**Tabla 54. Momento flexionantes tramo 04**

	ELU		ELS			
Abscisa	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu,mín	As	As'
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
15.91	0	-1.43	0	0	0	0.87
16.28	0.01	-0.92	0	0	0.01	0.55
16.8	0.26	-0.33	0	0	0.15	0.19
17.32	0.5	0	0	0	0.3	0
17.84	0.61	0	0	0	0.37	0
18.37	0.66	0	0	0	0.39	0
18.89	0.62	0	0	0	0.37	0
19.41	0.51	0	0	0	0.31	0
19.93	0.27	-0.33	0	0	0.16	0.19
20.45	0.02	-0.91	0	0	0.01	0.55
20.82	0.01	-1.42	0	0	0	0.86

Tabla 55. Fuerza cortante tramo 04

	ELU	ELS
Abscisa	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
15.91	1.53	0
16.28	1.33	0
16.8	1.05	0
17.32	0.77	0
17.84	0.49	0
18.37	0.2	0
18.89	-0.48	0
19.41	-0.76	0
19.93	-1.04	0
20.45	-1.33	0
20.82	-1.53	0

P5 : Tramo de 21.12 a 26.02 m**Tabla 56. Momento flexionantes tramo 05**

	ELU		ELS			
Abscisa	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu,mín.	As	As'
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
21.12	0	-1.46	0	0	0	0.88
21.49	0	-0.95	0	0	0	0.57
22.01	0.25	-0.36	0	0	0.14	0.21
22.53	0.48	0	0	0	0.29	0
23.05	0.6	0	0	0	0.36	0
23.57	0.64	0	0	0	0.39	0
24.09	0.6	0	0	0	0.36	0
24.61	0.5	0	0	0	0.3	0
25.13	0.26	-0.31	0	0	0.15	0.18
25.65	0.01	-0.89	0	0	0.01	0.54
26.02	0	-1.4	0	0	0	0.84

Tabla 57. Fuerza cortante tramo 05

Abscisa	ELU	ELS
	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
21.12	1.54	0
21.49	1.34	0
22.01	1.05	0
22.53	0.77	0
23.05	0.49	0
23.57	0.21	0
24.09	-0.47	0
24.61	-0.75	0
25.13	-1.03	0
25.65	-1.31	0
26.02	-1.51	0

P6 : Tramo de 26.32 a 31.23 (m)**Tabla 58. Momento flexionantes tramo 06**

Abscisa	ELU		ELS		As	As'
	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu,mín.		
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
26.32	0	-1.4	0	0	0	0.85
26.69	0	-0.9	0	0	0	0.54
27.21	0.25	-0.33	0	0	0.14	0.19
27.73	0.48	0	0	0	0.29	0
28.25	0.58	0	0	0	0.35	0
28.77	0.61	0	0	0	0.37	0
29.29	0.57	0	0	0	0.34	0
29.81	0.44	-0.01	0	0	0.26	0.01
30.33	0.2	-0.39	0	0	0.12	0.23
30.86	0	-0.97	0	0	0	0.59
31.23	0	-1.49	0	0	0	0.9

Tabla 59. Fuerza cortante tramo 01

Abscisa	ELU	ELS
	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
26.32	1.5	0
26.69	1.3	0
27.21	1.02	0
27.73	0.73	0
28.25	0.45	0
28.77	-0.21	0
29.29	-0.49	0
29.81	-0.77	0
30.33	-1.05	0
30.86	-1.34	0
31.23	-1.54	0

P7 : Tramo de 31.53 a 36.43 (m)

Tabla 60. Momento flexionantes tramo 07

Abscisa	ELU		ELS		As	As'
	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu,mín.		
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
31.53	0	-1.64	0	0	0	0.99
31.9	0	-1.05	0	0	0	0.63
32.42	0.26	-0.37	0	0	0.15	0.21
32.94	0.54	0	0	0	0.32	0
33.46	0.72	0	0	0	0.43	0
33.98	0.88	0	0	0	0.53	0
34.5	0.98	0	0	0	0.59	0
35.02	0.97	0	0	0	0.59	0
35.54	0.83	-0.17	0	0	0.49	0.1
36.06	0.55	-0.6	0	0	0.31	0.34
36.43	0.36	-1.08	0	0	0.21	0.64

Tabla 61. Fuerza cortante 01

	ELU	ELS
Abscisa	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf
31.53	1.73	0
31.9	1.53	0
32.42	1.25	0
32.94	0.97	0
33.46	0.69	0
33.98	0.41	0
34.5	-0.39	0
35.02	-0.67	0
35.54	-0.95	0
36.06	-1.23	0
36.43	-1.43	0

3.12.6. Acero:

P1 : Tramo de 0.30 a 5.20 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
2 #1/2 1 = 5.66 de 0.04 a 5.53
- Acero superior Grado 60
2 #1/2 1 = 5.46 de 0.04 a 5.33
- Tramo Grado 60
2 #1/2 1 = 1.16 de 0.04 a 1.03
2 #1/2 1 = 1.70 de 4.48 a 6.18

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos #3/8 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

P2 : Tramo de 5.50 a 10.41 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
2 #1/2 l = 5.51 de 5.20 a 10.71
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #1/2 l = 5.14 de 5.39 a 10.52

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos #3/8 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

P3 : Tramo de 10.71 a 15.61 m

Aceros longitudinales:

- Aceros inferiores (Grado 60)
2 #1/2 l = 5.51 de 10.40 a 15.92
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #1/2 l = 5.14 de 10.59 a 15.73
- Tramo Grado 60
2 #1/2 l = 1.72 de 9.70 a 11.42
2 #1/2 l = 1.70 de 14.90 a 16.61

Aceros transversales:

- Aceros principales (Grado 60)
Estribos #3/8 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

P4 : Tramo de 15.91 a 20.82 m

Aceros longitudinales:

- Aceros inferiores (Grado 60)
2 #1/2 l = 5.51 de 15.61 a 21.12
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #1/2 l = 5.14 de 15.80 a 20.93

Aceros transversales:

- Aceros principales (Grado 60)
Estribos #3/8 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06 \text{ m}$

P5 : Tramo de 21.12 a 26.02 m

Aceros longitudinales:

- Aceros inferiores (Grado 60)
2 #1/2 l = 5.51 de 20.81 a 26.33
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #1/2 l = 5.14 de 21.00 a 26.14
- Tramo Grado 60
2 #1/2 l = 1.70 de 20.13 a 21.83

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos #3/8 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06 \text{ m}$

P6 : Tramo de 26.32 a 31.23 (m)

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
2 #4 l = 5.51 de 26.02 a 31.53
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #4 l = 5.14 de 26.21 a 31.34
- Tramo Grado 60
2 #4 l = 1.73 de 25.31 a 27.04

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos 25#3 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06 \text{ m}$

2.6.7 P7 : Tramo de 31.53 a 36.43 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
2 #4 l = 5.66 de 31.20 a 36.69
- Acero de montaje (encima) Grado 60
2 #4 l = 5.46 de 31.40 a 36.69
- Tramo Grado 60
2 #4 l = 1.70 de 30.55 a 32.25

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos 25 #3 l = 1.32
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

3.13. Viga de cimentación VC-01

3.13.1. Característica de los materiales:

- Hormigón: : $f_c' = 2100.62$ tf/m²
- Densidad : 2400.00 kg/m³
- Aceros longitudinales : Grado 60 $f_y = 42184.17$ tf/m²
- Aceros transversales : Grado 60 $f_y = 42184.17$ tf/m²
- Acero adicional: : Grado 60 $f_y = 42184.17$ tf/m²

3.13.2. Geometría:

Tramo	Posición	Ap. Izq.	L	Ap. Der.
			m	m m
P1	Tramo		0.30	4.90 0.30
	Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$	
	Sección	de 0.00 a 4.90 (m) 30.0 x 50.0 cm		
	Tramo	Posición	Ap. Izq. L	Ap. Der.
			m m	m
P2	Tramo		0.30	4.90 0.30
	Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$	
	Sección	de 0.00 a 4.90 (m) 30.0 x 50.0		
	Tramo	Posición	Ap. Izq. L	Ap. Der.
			m m	m
P3	Tramo		0.30	4.90 0.30
	Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$	
	Sección	de 0.00 a 4.90 m 30.0 x 50.		
	Tramo	Posición	Ap. Izq. L	Ap. Der.
			m m	m
P4	Tramo		0.30	4.90 0.30
	Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ (m)}$	
	Sección	de 0.00 a 4.90 (m) 30.0 x 50.0		
	Tramo	Posición	Ap. Izq. L	Ap. Der.
			m m	m
P5	Tramo		0.30	4.90 0.30
	Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ m}$	
	Sección	de 0.00 a 4.90 m 30.0 x 50.0 0.0 cm		
	Tramo	Posición	Ap. Izq. L	Ap. Der.
			m m	m
P6	Tramo		0.30	4.90 0.30
	Longitud de cálculo:		$L_0 = 5.20 \text{ (m)}$	
	Sección	de 0.00 a 4.90 m 30.0 x 50.0x 0.0 cm		
	Tramo	Posición	Ap. Izq. L	Ap. Der.

		m	m	m
P7	Tramo	0.30	4.90	0.30
	Longitud de cálculo:	$L_0 = 5.20$ m		
	Sección	de 0.00 a 4.90 m 30.0 x 50.0x 0.0 cm		

3.13.3. Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : ACI 318-14 ACI 318M-14
- Cálculos según la norma : ACI 318-14
- Tomando en cuenta la fuerza axial : no
- Considerar la torsión : no
- Considerando la reducción del esfuerzo cortante en la zona de apoyo : no
- Categoría de dimensionamiento sísmico : SDC A
- Recubrimiento de la Acero : Acero inferiores $c = 4.0$ cm
: Lateral $c_1 = 4.0$ cm
: Superficial $c_2 = 4.0$ cm

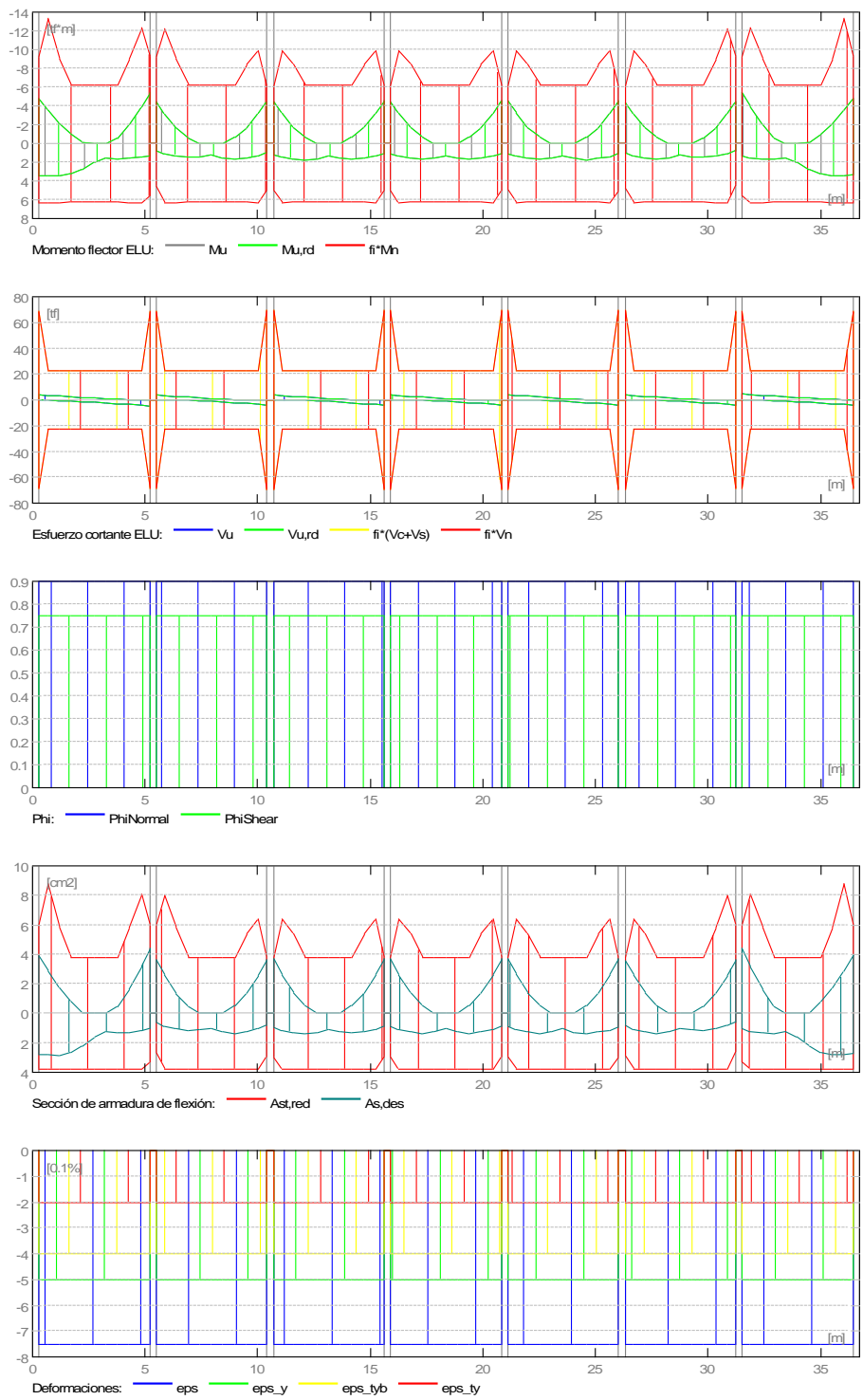
2.4 Resultados de los cálculos:

2.4.1 Solicitaciones ELU

Tabla 62. *Solicitaciones limite ultimo*

Tramo	$Mu,máx.$	$Mu,mín.$	Mu,iz	Mu,d	Vu,iz	Vu,d
	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	tf	tf
P1	3.49	-0.99	-4.82	-5.49	3.9	-4.59
P2	1.68	-0.66	-4.43	-4.42	3.78	-3.71
P3	1.74	-0.64	-4.5	-4.57	3.8	-3.84
P4	1.69	-0.63	-4.49	-4.51	3.8	-3.81
P5	1.72	-0.63	-4.54	-4.5	3.83	-3.8
P6	1.68	-0.64	-4.38	-4.46	3.7	-3.79
P7	3.45	-0.98	-5.44	-4.83	4.56	-3.9

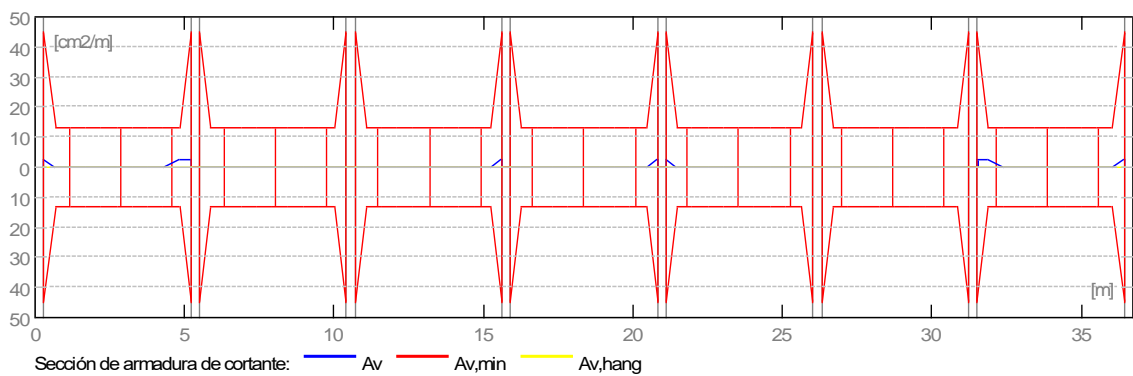
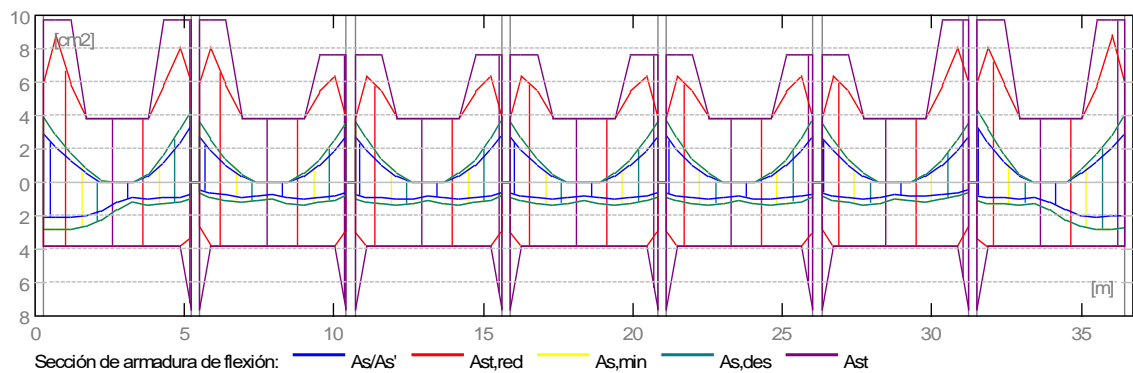
Figura 53. Diagrama de fuerzas cortantes



3.13.3.1. Sección teórica de acero

Figura 54. Sección teórica de acero

Tramo	Tramo cm ²		Apoyo izquierdo cm ²		Apoyo derecho cm ²	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	2.09	0	2.08	2.92	0.77	3.38
P2	0.99	0	0.47	2.71	0.62	2.7
P3	1.04	0	0.72	2.74	0.64	2.79
P4	1	0	0.65	2.74	0.65	2.75
P5	1.03	0	0.65	2.78	0.69	2.75
P6	1	0	0.63	2.67	0.45	2.73
P7	2.06	0	0.79	3.34	2.04	2.93



3.13.4. Resultados teóricos - detalles:

P1 : Tramo de 0.30 a 5.20 m

Tabla 63. Momento flexionantes tramo 01

Abscisa m	ELU		ELS		As cm ²	As' cm ²
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m		
0.3	3.46	-4.82	0	0	2.08	2.92
0.67	3.48	-3.5	0	0	2.06	2.08
1.19	3.49	-2.11	0	0	2.09	1.26
1.71	3.28	-0.99	0	0	1.98	0.59
2.23	2.78	-0.06	0	0	1.69	0.04
2.75	2.01	0	0	0	1.21	0
3.27	1.51	0	0	0	0.91	0
3.79	1.67	-0.58	0	0	0.99	0.34
4.31	1.59	-2.02	0	0	0.93	1.18
4.83	1.5	-3.93	0	0	0.89	2.38
5.2	1.28	-5.49	0	0	0.77	3.38

Tabla 64. Fuerzas cortantes tramo 01

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
0.3	3.9	0
0.67	3.49	0
1.19	2.91	0
1.71	2.33	0
2.23	1.76	0
2.75	-1.87	0
3.27	-2.45	0
3.79	-3.03	0
4.31	-3.6	0
4.83	-4.18	0
5.2	-4.59	0

P2 : Tramo de 5.50 a 10.41 m**Tabla 65. Momento flexionantes tramo 02**

Abscisa	ELU		ELS		As	As'
	Mu,máx.	Mu,mín.	Mu,máx.	Mu,mín.		
m	tf*m	tf*m	tf*m	tf*m	cm2	cm2
5.5	0.79	-4.43	0	0	0.47	2.71
5.87	1.09	-3.15	0	0	0.65	1.9
6.4	1.31	-1.64	0	0	0.76	0.96
6.92	1.46	-0.56	0	0	0.87	0.33
7.44	1.4	0	0	0	0.84	0
7.96	1.26	0	0	0	0.76	0
8.48	1.58	0	0	0	0.95	0
9	1.68	-0.66	0	0	0.99	0.39
9.52	1.52	-1.69	0	0	0.88	0.98
10.04	1.32	-3.17	0	0	0.78	1.9
10.41	1.04	-4.42	0	0	0.62	2.7

Tabla 66. Fuerzas cortantes tramo 02

Abscisa	ELU		ELS	
	Vu,máx.	Vu,máx.	Vu,máx.	Vu,máx.
m	tf	tf	tf	tf
5.5	3.78	0	3.78	0
5.87	3.37	0	3.37	0
6.4	2.79	0	2.79	0
6.92	2.22	0	2.22	0
7.44	1.64	0	1.64	0
7.96	1.06	0	1.06	0
8.48	-1.58	0	-1.58	0
9	-2.15	0	-2.15	0
9.52	-2.73	0	-2.73	0
10.04	-3.3	0	-3.3	0
10.41	-3.71	0	-3.71	0

P3 : Tramo de 10.71 a 15.61 m**Tabla 67. Momento flexionantes tramo 03**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm2	As' cm2
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m		
10.71	1.2	-4.5	0	0	0.72	2.74
11.08	1.46	-3.21	0	0	0.87	1.93
11.6	1.62	-1.69	0	0	0.94	0.98
12.12	1.74	-0.63	0	0	1.04	0.37
12.64	1.61	0	0	0	0.98	0
13.16	1.33	0	0	0	0.8	0
13.68	1.56	0	0	0	0.94	0
14.2	1.67	-0.64	0	0	0.99	0.38
14.72	1.52	-1.73	0	0	0.88	1
15.24	1.34	-3.27	0	0	0.8	1.97
15.61	1.07	-4.57	0	0	0.64	2.79

Tabla 68. Fuerza cortante tramo 03

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
10.71	3.8	0
11.08	3.39	0
11.6	2.81	0
12.12	2.24	0
12.64	1.66	0
13.16	-1.13	0
13.68	-1.7	0
14.2	-2.28	0
14.72	-2.86	0
15.24	-3.43	0
15.61	-3.84	0

P4 : Tramo de 15.91 a 20.82 m**Tabla 69. Momento flexionantes tramo 04**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm ²	As' cm ²
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m		
15.91	1.09	-4.49	0	0	0.65	2.74
16.28	1.36	-3.21	0	0	0.81	1.93
16.8	1.54	-1.69	0	0	0.89	0.98
17.32	1.69	-0.62	0	0	1	0.37
17.84	1.57	0	0	0	0.95	0
18.37	1.32	0	0	0	0.8	0
18.89	1.57	0	0	0	0.95	0
19.41	1.68	-0.63	0	0	1	0.37
19.93	1.53	-1.7	0	0	0.89	0.98
20.45	1.35	-3.22	0	0	0.8	1.94
20.82	1.08	-4.51	0	0	0.65	2.75

Tabla 70. Fuerza cortante tramo 04

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
15.91	3.8	0
16.28	3.39	0
16.8	2.81	0
17.32	2.24	0
17.84	1.66	0
18.37	-1.09	0
18.89	-1.67	0
19.41	-2.24	0
19.93	-2.82	0
20.45	-3.4	0
20.82	-3.81	0

P5 : Tramo de 21.12 a 26.02 m**Tabla 71. Momento flexionantes tramo 05**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm ²	As' cm ²
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m		
21.12	1.09	-4.54	0	0	0.65	2.78
21.49	1.36	-3.25	0	0	0.81	1.95
22.01	1.54	-1.71	0	0	0.89	0.99
22.53	1.68	-0.63	0	0	1	0.37
23.05	1.57	0	0	0	0.95	0
23.57	1.32	0	0	0	0.8	0
24.09	1.6	0	0	0	0.97	0
24.61	1.72	-0.63	0	0	1.03	0.37
25.13	1.58	-1.7	0	0	0.92	0.98
25.65	1.42	-3.22	0	0	0.84	1.93
26.02	1.15	-4.5	0	0	0.69	2.75

Tabla 72. Fuerzas cortantes tramo 05

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
21.12	3.83	0
21.49	3.42	0
22.01	2.84	0
22.53	2.27	0
23.05	1.69	0
23.57	1.11	0
24.09	-1.66	0
24.61	-2.24	0
25.13	-2.82	0
25.65	-3.39	0
26.02	-3.8	0

P6 : Tramo de 26.32 a 31.23**Tabla 73. Momento flexionantes tramo 06**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm ²	As' cm ²
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m		
26.32	1.05	-4.38	0	0	0.63	2.67
26.69	1.33	-3.13	0	0	0.79	1.88
27.21	1.52	-1.66	0	0	0.88	0.96
27.73	1.68	-0.64	0	0	1	0.38
28.25	1.57	0	0	0	0.95	0
28.77	1.26	0	0	0	0.76	0
29.29	1.39	0	0	0	0.84	0
29.81	1.45	-0.58	0	0	0.86	0.34
30.33	1.29	-1.67	0	0	0.75	0.97
30.86	1.06	-3.18	0	0	0.63	1.92
31.23	0.76	-4.46	0	0	0.45	2.73

Tabla 74. Fuerza cortante tramo 06

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
26.32	3.7	0
26.69	3.29	0
27.21	2.71	0
27.73	2.13	0
28.25	1.56	0
28.77	-1.07	0
29.29	-1.65	0
29.81	-2.23	0
30.33	-2.8	0
30.86	-3.38	0
31.23	-3.79	0

P7 : Tramo de 31.53 a 36.43 m**Tabla 75. Momento flexionantes tramo 07**

Abscisa m	ELU		ELS		As cm2	As' cm2
	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m	Mu,máx. tf*m	Mu,mín. tf*m		
31.53	1.32	-5.44	0	0	0.79	3.34
31.9	1.53	-3.89	0	0	0.91	2.35
32.42	1.62	-1.99	0	0	0.94	1.17
32.94	1.69	-0.57	0	0	1	0.33
33.46	1.53	0	0	0	0.92	0
33.98	2	0	0	0	1.21	0
34.5	2.76	-0.06	0	0	1.68	0.03
35.02	3.25	-0.98	0	0	1.96	0.59
35.54	3.45	-2.11	0	0	2.06	1.26
36.06	3.42	-3.51	0	0	2.03	2.08
36.43	3.39	-4.83	0	0	2.04	2.93

Tabla 76. Fuerza cortante tramo 07

Abscisa m	ELU	ELS
	Vu,máx. tf	Vu,máx. tf
31.53	4.56	0
31.9	4.15	0
32.42	3.58	0
32.94	3	0
33.46	2.43	0
33.98	1.85	0
34.5	-1.77	0
35.02	-2.34	0
35.54	-2.92	0
36.06	-3.49	0
36.43	-3.9	0

3.13.5. Acero:

P1 : Tramo de 0.30 a 5.20 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
3 #4 $l = 5.81$ de 0.04 a 5.68
- Acero de montaje (encima) Grado 60
3 #4 $l = 5.29$ de 0.04 a 5.33
- Tramo Grado 60
3 #5 $l = 1.67$ de 0.04 a 1.50
3 #5 $l = 2.69$ de 4.01 a 6.70

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos 25 #3 $l = 1.15$
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m) 25 #3 $l = 1.42$
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

P2 : Tramo de 5.50 a 10.41 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
3 #4 $l = 5.71$ de 5.12 a 10.83
- Acero de montaje (encima) Grado 60
3 #4 $l = 5.14$ de 5.39 a 10.52
- Tramo Grado 60
3 #4 $l = 2.69$ de 9.21 a 11.90

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos 25 #3 $l = 1.15$
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m) 25 #3 $l = 1.42$
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ (m)

P3 : Tramo de 10.71 a 15.61 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
3 #4 $l = 5.76$ de 10.27 a 16.03
- Acero de montaje (encima) Grado 60

3 #4 l = 5.14 de 10.59 a 15.73

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60

Estribos 25 #3 l = 1.15

$e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m 25 #3 l = 1.42

$e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

P4 : Tramo de 15.91 a 20.82 (m)

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60

3 #4 l = 5.76 de 15.48 a 21.24

- Acero de montaje (encima) Grado 60

3 #4 l = 5.14 de 15.80 a 20.93

- Tramo (Grado 60)

6 #4 l = 2.69 de 14.42 a 17.11

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60

Estribos 25 #3 l = 1.15

$e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m 25 #3 l = 1.42

$e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

P5 : Tramo de 21.12 a 26.02 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60

3 #4 l = 5.76 de 20.70 a 26.45

- Acero de montaje (encima) Grado 60

3 #4 l = 5.14 de 21.00 a 26.14

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60

Estribos 25 #3 l = 1.15

$e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m 25 #3 l = 1.42

$e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

P6 : Tramo de 26.32 a 31.23 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
3 #4 l = 5.68 de 25.91 a 31.59
- Acero de montaje (encima) Grado 60
3 #4 l = 5.14 de 26.21 a 31.34
- Tramo Grado 60
3 #4 l = 2.69 de 24.83 a 27.52
3 #5 l = 2.69 de 30.03 a 32.72

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos 25 #3 l = 1.15
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m 25 #3 l = 1.42
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

P7: Tramo de 31.53 a 36.43 m

Aceros longitudinales:

- Acero inferiores Grado 60
3 #4 l = 5.82 de 31.04 a 36.69
- Acero de montaje (encima) Grado 60
3 #4 l = 5.29 de 31.40 a 36.69
- Tramo Grado 60
3 #5 l = 1.67 de 35.23 a 36.69

Aceros transversales:

- Acero principales Grado 60
Estribos 25 #3 l = 1.15
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m 25 #3 l = 1.42
 $e = 1*0.01 + 1*0.06 + 22*0.22 + 1*0.06$ m

3.14. Diseño de placa de anclaje arco techo.

Predimensionamiento y capacidad de resistencia de los materiales

$$\begin{aligned}d &:= 1 \text{ in} & F_y &:= 59.73 \text{ ksi} \\ b_f &:= 1 \text{ in} & f'_c &:= 2.98 \text{ ksi}\end{aligned}$$

3.14.1. Cargas actuantes en la viga.

$$P_U := 37.47 \text{ kip}$$

$$M_U := 100 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

3.14.2. Tamaño inicial de la placa.

$$\begin{aligned}N_p &:= d + (2) \cdot 3 \text{ in} = 7 \text{ in} \\ B_p &:= b_f + (2) \cdot 3 \text{ in} = 7 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N &:= 7 \text{ in} \\ B &:= 7 \text{ in}\end{aligned}$$

Tamaño inicial de la placa de anclaje

Determinamos el valor de “e” y “e_{crit}”

$$\Phi := 0.65$$

$$A_2 := 1$$

$$A_1 := 1$$

Asumimos que el área de la placa es igual al área de contacto

$$f_{pmax} := \Phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2 \text{ ksi}$$

Tensión de soporte

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 12 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

Esfuerzo a tensión del concreto

$$e := \frac{M_U}{P_U} = 3 \text{ in} \quad e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_U}{2 \cdot q_{max}} = 2 \text{ in}$$

Calculamos con un valor de 1 pulgada en el extremo libre de la placa

$$f := \frac{N}{2} - 1 \text{ in} = 3 \text{ in}$$

$$A_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = 36 \text{ in}^2$$

$$B_1 := \frac{2 \cdot P_U \cdot (e + f)}{q_{max}} = 34 \text{ in}^2$$

d) Determinamos la longitud portante "Y" y la tensión a la que está sometida la barra de anclaje.

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_U \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 8 \text{ in}$$

Seleccionamos el menor

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_U \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 4 \text{ in}$$

$$Y := \min(Y_1, Y_2) = 4 \text{ in}$$

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_U = 14 \text{ kip}$$

3.14.3. Espesor mínimo de la placa

Interfaz portante.

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 3 \text{ in}$$

$$Y \geq m$$

$$t_{p_req} := 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}} = 1 \text{ in}$$

Interfaz de tensión.

$$x := \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5 \text{ in} = 2 \text{ in}$$

$$t_{p_req1} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{F_y \cdot B}} = 0 \text{ in}$$

Verificamos el grosor haciendo uso del valor de n.

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_f}{2} = 3 \text{ in}$$

Espesor definitivo de la placa.

$$t_{p_req} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax}}{F_y}} = 1 \text{ in}$$

$$t_p := 0.25 \text{ in}$$

Pasamos las dimensiones a valores existentes.

3.14.4. Profundidad y tamaño de la barra de anclaje por LRFD

$$T_u = 14 \text{ kip}$$

Tensión de la barra de anclaje

Proponemos el número de barras de anclaje teniendo en cuenta que la norma AISC propone el número mínimo de 2 barra de anclaje por cada lado del elemento a anclar.

$$n_{\text{barra}} := 2$$

$$F_{\text{barra1}} := \frac{T_u}{n_{\text{barra}}} = 7 \text{ kip}$$

Fuerza de cada una de las barras trabajando a fuerzas de tensión.

De la tabla 3.1 seleccionamos los valores de fuerza de la barra, espesor de la arandela y diámetro.

TABLA 3.1

Barra de anclaje (solo barra), Fuerza disponible

- **Diámetro de la barra de anclaje**= 3/4 in
- **Fuerza de la barra**= 11.6 kip
- **Agujero para la barra**= 3/4in
- **Diámetro la arandela** = 2 in.
- **Espesor de la arandela**= 0.05 in

$$F_{\text{barra}} := 11.6 \text{ kip}$$
$$d_{\text{barra}} := 0.75 \text{ in}$$

Iniciamos con una longitud de empotramiento de 3.5 pulgadas.

$$h_{ef} := 3.5 \text{ in}$$

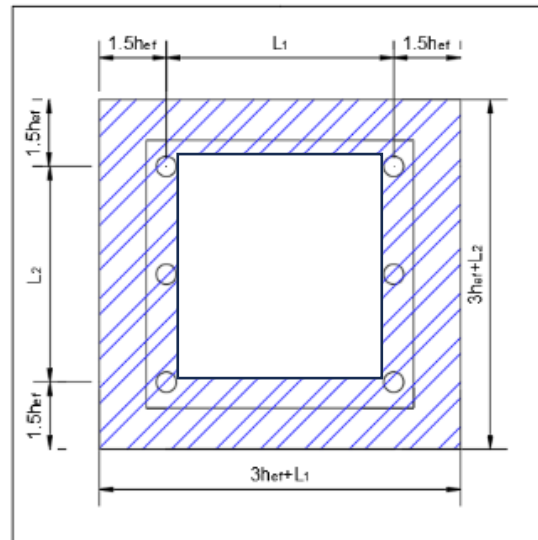
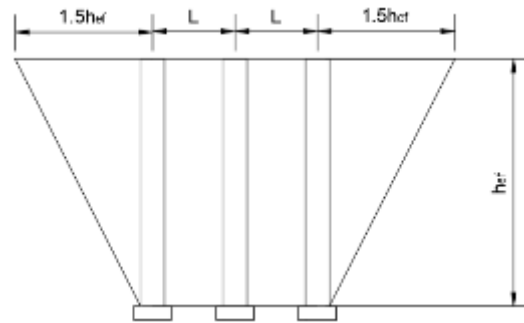
$$L := 2.5 \text{ in}$$

Calculamos el área de rupturas del grupo de barras de anclaje

$$L_2 := 2 \cdot L = 5 \text{ in}$$

$L_1 := 5 \text{ in}$ Separación de los anclajes.

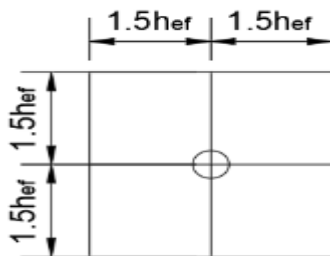
El área sombreada de color azul representa la equivalencia del área de ruptura.



$$A_N := (3 \cdot h_{ef} + L_2) \cdot (3 \cdot h_{ef} + L_1) = 240.25 \text{ in}^2$$

Calculamos el área de ruptura que ejerce un solo anclaje

$$A_{N0} := (3 \cdot h_{ef}) \cdot (3 \cdot h_{ef}) = 110.25 \text{ in}^2$$



3.14.5. Calculamos la resistencia al desprendimiento del concreto

$$\Psi_3 := 1.25$$

$$f'c_1 := 4000 \text{ psi}$$

$$A_{N1} := 5382 \text{ in}^2$$

$$h_{ef1} := 18 \text{ in}$$

$$A_{N01} := 2916 \text{ in}^2$$

$$\Phi := 0.7$$

$$\phi N_{cbg1} := \Phi \cdot \Psi_3 \cdot 16 \cdot \left(\sqrt{f'c_1} \cdot \left(1 \text{ lbf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{in} \right) \right) \cdot h_{ef1}^{\frac{5}{3}} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^{\frac{5}{3}}} \cdot \left(\frac{A_{N1}}{A_{N01}} \right) = 202038.924 \text{ lbf}$$

$$(\phi N_{cbg1}) = 202 \text{ kip}$$

$$F_{barra} = 12 \text{ kip}$$

3.14.6. Análisis de corte usando el concreto.

$$N = 7 \text{ in} \quad V_u := 41 \text{ kip}$$

Valor del análisis estructural

$$B = 7 \text{ in} \quad f'c = 3 \text{ ksi}$$

$$A_{brg} := t_p \cdot N = 2 \text{ in}^2$$

Resistencia del concreto al corte

$$R_c := 0.6 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_{brg} = 3 \text{ kip}$$

Corte que se distribuye en la placa y el borde del soporte

$$V_c := V_u - R_c = 38 \text{ kip}$$

$$b_f = 1 \text{ in} \quad \text{Ancho del ala}$$

$$A_{brg1} := \frac{V_c}{0.6 \cdot 0.85 \cdot f'c} = 25 \text{ in}^2$$

Área que soportara corte en la viga.

Por lo tanto, la altura embebida de hormigón de columna a partir de la placa es

$$Y_{ala} := \frac{A_{brg1}}{b_f} = 25 \text{ in}$$

Por lo tanto, la altura embebida desde del soporte de hormigón hasta la columna metálica es

$$h_{embebida1} := Y_{ala} + t_p = 25 \text{ in}$$

$$h_{embebida} := 9 \text{ in}$$

3.14.7. Distancia de corte desde la placa hacia las barras de anclaje

Resistencia al corte de las barras de anclaje

Resistencia al corte de la barra

$$d_{barra} := 1 \text{ in}$$

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_{barra}^2}{4} = 1 \text{ in}^2$$

$$F_u := 58 \text{ ksi}$$

Fuerza a tensión de una barra grado 36 tabla 2.2

$$\phi := 0.75$$

$$\Phi R_n := \phi \cdot 0.4 \cdot F_u \cdot A_b = 14 \text{ kip}$$

Número de barras de anclaje.

$$n := 4$$

Resistencia total de las barras de anclaje

$$\Phi R_{nT} := \Phi R_n \cdot n = 55 \text{ kip } s := 6 \text{ in}$$

$$m := 3.968 \text{ in}$$

$$n := 5.12 \text{ in}$$

$$\frac{n}{m} = 1$$

1.29 < 1.5, Por lo tanto

$$\Psi_6 := 0.7 + \frac{0.3 \cdot n}{1.5 \cdot m} = 1$$

(no restringido por la invasión lateral)

$$A_v := 4.5 \cdot c_1^2 + s \cdot (1.5 \cdot c_1) = 1008 \text{ in}^2$$

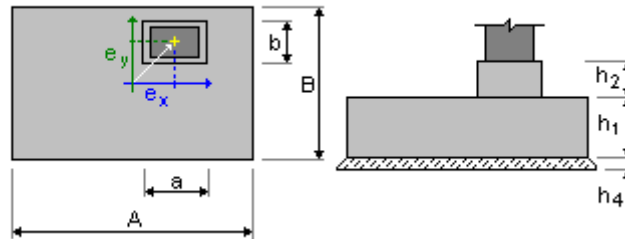
$$A_{v0} := 4.5 \cdot c_1^2 = 882 \text{ in}^2$$

$$d_0 := 2 \text{ in} \quad f'_c := 4000 \text{ psi}$$

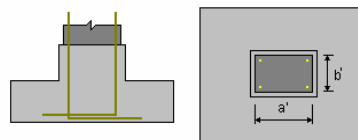
$$\Phi V_{cbg1} := 10.4 \cdot \frac{A_v}{A_{v0}} \cdot \Psi_6 \cdot \sqrt{d_0} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^2} \sqrt{f'_c} \cdot 1 \text{ lbf}^{\frac{1}{2}} \cdot \text{in} \cdot c_1^{1.5} \cdot \frac{1}{1 \text{ in}^{1.5}} = 53352.784 \text{ lbf}$$

$$(\Phi V_{cbg1}) = 53 \text{ kip}$$

3.15. Diseño de Zapata Z -01 1.6 X 1.6 m



$A = 1.60 \text{ m}$ $a = 0.30 \text{ m}$
 $B = 1.60 \text{ m}$ $b = 0.50 \text{ m}$
 $h_1 = 0.60 \text{ m}$ $e_x = 0.00 \text{ m}$
 $h_2 = 0.00 \text{ m}$ $e_y = 0.00 \text{ m}$
 $h_4 = 0.05 \text{ m}$



$a' = 30.0 \text{ cm}$
 $b' = 50.0 \text{ cm}$
 $c_1 = 7.0 \text{ cm}$
 $c_2 = 5.0 \text{ cm}$

3.15.1. Materiales

- Concreto: $F' C = 210$; resistencia característica = 2100.62 tf/m^2
Densidad = 2400.00 kg/m^3
- Aceros longitudinales: tipo Grado 60 resistencia característica = 42184.17 tf/m^2
- Aceros transversales: tipo Grado 60 resistencia característica = 42184.17 tf/m^2
- Acero adicional:: tipo Grado 60 resistencia característica = 42184.17 tf/m^2

3.15.2. Cargas de diseño

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (tf)	Fx (tf)	Fy (tf)	Mx (tf*m)	My (tf*m)
COMB01	de cálculo (Peso propio)	----	31.64	-0.65	0.51	-0.00	0.00
COMB2	de cálculo (Peso propio)	----	28.46	-1.59	0.37	-0.00	-0.00
COMB3	de cálculo (Peso propio)	----	24.35	0.43	0.54	0.00	0.00
COMB4	de cálculo (Peso propio)	----	28.48	-0.71	-0.02	-0.00	-0.00
COMB5	de cálculo (Peso propio)	----	24.33	-0.44	0.93	0.00	0.00
COMB6	de cálculo (Peso propio)	----	21.06	-1.42	0.24	-0.00	-0.00
COMB7	de cálculo (Peso propio)	----	16.96	0.59	0.41	0.00	0.00
COMB8	de cálculo (Peso propio)	----	21.09	-0.55	-0.15	-0.00	-0.00
COMB9	de cálculo (Peso propio)	----	16.93	-0.28	0.81	0.00	0.00
COMB10	de cálculo (Peso propio)	----	-6.23	-0.74	-4.12	-0.00	-0.00
COMB11	de cálculo (Peso propio)	----	12.50	-2.33	-1.02	-0.00	0.00
COMB12	de cálculo (Peso propio)	----	14.60	0.56	4.77	0.00	-0.00
COMB13	de cálculo (Peso propio)	----	-3.52	0.99	0.41	0.00	-0.00
COMB14	de cálculo (Peso propio)	----	-4.65	-1.97	-0.87	0.00	0.00
COMB15	de cálculo (Peso propio)	----	-19.82	-0.57	-4.23	-0.00	-0.00
COMB16	de cálculo (Peso propio)	----	-1.10	-2.16	-1.14	-0.00	0.00
COMB17	de cálculo (Peso propio)	----	1.00	0.74	4.66	0.00	-0.00
COMB18	de cálculo (Peso propio)	----	-17.12	1.16	0.29	0.00	-0.00
COMB19	de cálculo (Peso propio)	----	-18.24	-1.79	-0.99	0.00	0.00

3.15.2.1. Combinaciones de carga

1/	ELU : COMB01 N=31.64 Fx=-0.65 Fy=0.51
2/	ELU : COMB2 N=28.46 Mx=-0.00 My=-0.00 Fx=-1.59 Fy=0.37
3/	ELU : COMB3 N=24.35 Mx=0.00 My=0.00 Fx=0.43 Fy=0.54
4/	ELU : COMB4 N=28.48 Mx=-0.00 My=-0.00 Fx=-0.71 Fy=-0.02
5/	ELU : COMB5 N=24.33 Mx=0.00 My=0.00 Fx=-0.44 Fy=0.93
6/	ELU : COMB6 N=21.06 Mx=-0.00 My=-0.00 Fx=-1.42 Fy=0.24
7/	ELU : COMB7 N=16.96 Mx=0.00 My=0.00 Fx=0.59 Fy=0.41
8/	ELU : COMB8 N=21.09 Mx=-0.00 My=-0.00 Fx=-0.55 Fy=-0.15
9/	ELU : COMB9 N=16.93 Mx=0.00 My=0.00 Fx=-0.28 Fy=0.81
10/	ELU : COMB10 N=-6.23 Fx=-0.74 Fy=-4.12
11/	ELU : COMB11 N=12.50 Fx=-2.33 Fy=-1.02
12/	ELU : COMB12 N=14.60 Fx=0.56 Fy=4.77
13/	ELU : COMB13 N=-3.52 Fx=0.99 Fy=0.41
14/	ELU : COMB14 N=-4.65 Fx=-1.97 Fy=-0.87
15/	ELU : COMB15 N=-19.82 Fx=-0.57 Fy=-4.23
16/	ELU : COMB16 N=-1.10 Fx=-2.16 Fy=-1.14
17/	ELU : COMB17 N=1.00 Fx=0.74 Fy=4.66
18/	ELU : COMB18 N=-17.12 Fx=1.16 Fy=0.29
19/	ELU : COMB19 N=-18.24 Fx=-1.79 Fy=-0.99
20/*	ELU : COMB01 N=31.64 Fx=-0.65 Fy=0.51
21/*	ELU : COMB2 N=28.46 Mx=-0.00 My=-0.00 Fx=-1.59 Fy=0.37
22/*	ELU : COMB3 N=24.35 Mx=0.00 My=0.00 Fx=0.43 Fy=0.54

23/*	ELU : COMB4 N=28.48 Mx=-0.00 My=-0.00 Fx=-0.71 Fy=-0.02
24/*	ELU : COMB5 N=24.33 Mx=0.00 My=0.00 Fx=-0.44 Fy=0.93
25/*	ELU : COMB6 N=21.06 Mx=-0.00 My=-0.00 Fx=-1.42 Fy=0.24
26/*	ELU : COMB7 N=16.96 Mx=0.00 My=0.00 Fx=0.59 Fy=0.41
27/*	ELU : COMB8 N=21.09 Mx=-0.00 My=-0.00 Fx=-0.55 Fy=-0.15
28/*	ELU : COMB9 N=16.93 Mx=0.00 My=0.00 Fx=-0.28 Fy=0.81
29/*	ELU : COMB10 N=-6.23 Fx=-0.74 Fy=-4.12
30/*	ELU : COMB11 N=12.50 Fx=-2.33 Fy=-1.02
31/*	ELU : COMB12 N=14.60 Fx=0.56 Fy=4.77
32/*	ELU : COMB13 N=-3.52 Fx=0.99 Fy=0.41
33/*	ELU : COMB14 N=-4.65 Fx=-1.97 Fy=-0.87
34/*	ELU : COMB15 N=-19.82 Fx=-0.57 Fy=-4.23
35/*	ELU : COMB16 N=-1.10 Fx=-2.16 Fy=-1.14
36/*	ELU : COMB17 N=1.00 Fx=0.74 Fy=4.66
37/*	ELU : COMB18 N=-17.12 Fx=1.16 Fy=0.29
38/*	ELU : COMB19 N=-18.24 Fx=-1.79 Fy=-0.99

3.15.3. Diseño geotécnico

3.16. Hipótesis

Dimensiones de la cimentación para:

- Capacidad de carga
- Vuelco
- Alzamiento

3.16.1. Estados límites

3.16.1.1. Análisis de una cizalla unidireccional y bidireccional

Considerar la redistribución plástica de las tensiones admisibles

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante: **ELS : CM N=24.04 Fx=-0.05 Fy=-0.14**

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 3.24 tf

Carga de diseño:

Nr = 27.28 tf Mx = 0.08 tf*m My = -0.03 tf*m

Tensión en el suelo: 12.19 tf/m²

Resistencia de cálculo del suelo 14.65 tf/m²

Coefficiente de seguridad: 1.201 > 1

3.16.1.2. Alzamiento

Alzamiento en ELS

Combinación dimensionante: **ELS : CM N=24.04 Fx=-0.05 Fy=-0.14**

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Superficie de contacto: $s = 2.92815$

$s_{lim} = 1.00000$

3.16.1.3. Hundimiento

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme

Combinación dimensionante: **ELS : CM N=24.04 Fx=-0.05 Fy=-0.14**

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: $Gr = 3.24 \text{ tf}$

Tensión media debida a la carga de dimensionado: $q = 12.12 \text{ tf/m}^2$

Espesor del suelo con hundimiento activo: $z = 3.00 \text{ m}$

Tensión en el nivel z :

- Adicional: $szd = 1.33 \text{ tf/m}^2$

- Debida al peso del suelo: $szg = 8.08 \text{ tf/m}^2$

Hundimientos:

- Primario $s' = 0.1 \text{ cm}$

- Secundario $s'' = 0.0 \text{ cm}$

- TOTAL = 0.1 (cm) < $S_{adm} = 5.1 \text{ cm}$

Coefficiente de seguridad: $34.84 > 1$

3.16.1.4. Diferencia de hundimientos

Combinación dimensionante: **ELS : CM N=24.04 Fx=-0.05 Fy=-0.14**

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Diferencia de hundimientos: $S = 0.0 \text{ cm} < S_{adm} = 5.1 \text{ cm}$

Coefficiente de seguridad: $3327 > 1$

3.16.1.5. Vuelco

Alrededor del eje OX

Combinación dimensionante: **ELS : CM N=24.04 Fx=-0.05 Fy=-0.14**

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 3.24 tf

Carga de diseño:

Nr = 27.28 tf Mx = 0.08 tf*m My = -0.03 tf*m

Momento estabilizador: M_{stab} = 20.46 tf*m

Momento de vuelco: M_{renv} = 0.08 tf*m

Estabilidad al vuelco: 244.5 > 1

Alrededor del eje OY

Combinación dimensionante: **ELS : CM N=24.04 Fx=-0.05 Fy=-0.14**

Coefficientes de carga: **1.00** * peso de la cimentación

1.00 * peso del suelo

Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 3.24 tf

Carga de diseño:

Nr = 27.28 tf Mx = 0.08 tf*m My = -0.03 tf*m

Momento estabilizador: M_{stab} = 20.46 tf*m

Momento de vuelco: M_{renv} = 0.03 tf*m

Estabilidad al vuelco: 644.4 > 1

3.16.2. Diseño de concreto armado

3.16.2.1. Hipótesis

- Hormigón expuesto a la acción del medio ambiente : no

Análisis de una cizalla unidireccional y bidireccional

Cizalla bidireccional

Combinación dimensionante: **ELU:COMB01 N=60.13 Fx=-0.06 Fy=-0.20**

Coefficientes de carga: **0.90** * peso de la cimentación

0.90 * peso del suelo

Carga de diseño:

Pn = 63.04 tf Mnx = 0.12 tf*m Mny = -0.04 tf*m

Fuerza de punzonamiento: Vu = 39.81 tf

Perímetro de la sección crítica: bo = 3.49 m

Profundidad de sección:	$d = 0.52 \text{ m}$
Tensión de la cizalla bidireccional de cálculo:	$n_u = 21.88 \text{ tf/m}^2$
Tensión en el hormigón equivalente:	$n_c = 153.72 \text{ tf/m}^2$
Coefficiente de reducción de la resistencia:	$f = 0.75000$
Resistencia:	$f \cdot n_c = 115.29 \text{ tf/m}^2$
Coefficiente de seguridad:	$f \cdot n_c / n_u = 5.268 > 1$

3.16.2.2. Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : COMB01 N=60.13 $F_x = -0.06$ $F_y = -0.20$

$M_y = 7.23 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $A_{sx} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

ELU : COMB01 N=60.13 $F_x = -0.06$ $F_y = -0.20$

$M_x = 5.04 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $A_{sy} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s \text{ min} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armaduras superiores:

ELU : COMB11 N=3.45 $F_x = -4.06$ $F_y = 4.90$

$M_y = -0.30 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $A'_{sx} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

ELU : COMB11 N=3.45 $F_x = -4.06$ $F_y = 4.90$

$M_x = -0.24 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $A'_{sy} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s \text{ min} = 12.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Fuste : $A = 2 \cdot A_{sx} + A_{sy}$

$A_{sx} = 0.00 \text{ cm}^2$ $A_{sy} = 0.00 \text{ cm}^2$

3.16.3. Armadura real

Armaduras inferiores:

Dirección X:

10 Grado 60 #5 $l = 1.36 \text{ m}$ $e = 1 \cdot -0.62 + 9 \cdot 0.14$

Dirección Y:

10 Grado 60 #5 $l = 1.36 \text{ m}$ $e = 1 \cdot -0.62 + 9 \cdot 0.14$

Superiores:

Dirección X:

10 Grado 60 #5 $l = 1.36 \text{ m}$ $e = 1 \cdot -0.62 + 9 \cdot 0.14$

Dirección Y:

10 Grado 60 #5 $l = 1.36 \text{ m}$ $e = 1 \cdot -0.62 + 9 \cdot 0.14$.

3.17. DISCUSIONES.

- El predimensionamiento inicial y estructuración de los elementos estructurales que conforman la nave industrial se realizaron de tal forma que posean características sismorresistentes, ya que los elementos estructurales como las columnas y vigas cuentan con una sección transversal, rigidez y refuerzo de acero longitudinal y trasversal adecuados en ambas direcciones para lograr un buen desempeño estructural; lo cual es semejante con la investigación de Chango, (2023) que demuestra una representación gráfica de una nave industrial de un nivel la cual se realizó teniendo en cuenta la tipología de pórticos ordinarios orientados en los métodos de análisis modal espectral y lineal con la determinación de parámetros de comportamiento sismorresistente de las estructuras; de la misma manera López, (2023) expresa que las dimensiones planteadas durante la etapa del predimensionamiento, la orientación de las columnas son de importancia ya que estas reducen o evitan la torsión de la planta.
- Para la simulación de túnel de viento realizada mediante el software especializado en calculo estructural Robot Structural Analysis 2021 a la cual estuvo sometida la cobertura autoportante de 1.24 mm de espesor de la nave industrial se simulo con el material tipo ASTM 653, el mallado del método de los elementos finitos fue conformado por triángulos y cuadriláteros de 20 cm de lado donde se generó 21530 elementos, 21816 nodos y 129042 ecuaciones, el esfuerzo máximo al que estuvo sometido la cobertura fue de 0.175 tf/m² y deformaciones de 1.2 cm, los resultados obtenidos difieren con la investigación de Páez & Guerrero(2022) en su investigación presenta simulaciones para estructuras con luces de 10, 20, 30, 40 metros y columnas metálicas de 6 m de longitud donde determina esfuerzos máximos de 0.272 tf/m² en luces de 20.6 m en una cobertura de 0.76 mm de espesor, sin embargo las tensiones excesivas tuvieron que ser controladas haciendo el uso de cables tensores en zonas cercanas a los apoyos ya que el valor máximo a los esfuerzos no debe superar los 0.285 tf/m .

- Los desplazamientos máximos relativos de entrepiso que se calculó en la estructura de concreto armado fueron de 0.00104 en el eje X y 0.00101 en el eje Y, los cuales son inferiores a lo indicado en la norma E.030 que establece que el máximo desplazamiento relativo debe de ser menor que 0.007 para sistemas a porticados, existe menor desplazamiento en el eje Y debido a que en esta dirección están orientadas las columnas y estas aportan mayor rigidez a la estructura; la cual tiene similitud con la investigación de Afuso, (2017) en su investigación de una edificación de cinco pisos y tres sótanos donde los desplazamientos relativos máximos fueron de 0.006264 en la dirección X y 0.000355 en la dirección Y, donde hay menor rigidez de torsión, los datos difieren con la investigación de Monteagudo, (2020) donde la estructura de concreto armado de 5 niveles posee mayor rigidez en la dirección Y donde la densidad de muros es mucho mayor y sus desplazamientos relativos son de 0.00672 y 0.0036 para los ejes X e Y respectivamente.
- En el análisis dinámico espectral de la estructura del sistema a porticado de la nave industrial la fuerza cortante basal para cada uno de los niveles cumple con lo establecido en la norma E.030 que debe de ser como mínimo el 80% para estructuras irregulares y 90 % para estructuras regulares con respecto al análisis estático, el análisis estático en el eje X tanto para los niveles 1 y 2 es de 7.63 tf y el análisis dinámico es de 14.69 tf y 18.69 tf para los niveles 1 y 2 respectivamente, ambos valores superan lo indicado por la norma los cuales son de 193.8 % y 245 % para el nivel 1 y 2, en el eje Y para ambos niveles 1 y 2 el análisis estático es de 7.63 tf, el análisis dinámico que es de 13.71 tf para el nivel 1 y 11.85 tf en el nivel 2, el porcentaje obtenido es de 179% y 155.31 % los cuales superan el requerido de 80%, A comparación de Méndez & Diaz, (2019) en su investigación donde obtuvo que utilizar factores de escala ya que su relación del Análisis dinámico con respecto al estático era menor al 90 % y por lo tanto no cumplía con los criterios que indica la norma de diseño sismorresistente.

IV CONCLUSIONES

- Los elementos estructurales de la nave industrial tales como columnas C-01 (30 X 50 m), C-02 (35 x 55 m), vigas de cimentación y de primer nivel VC-01 (30 x 50 m), viga canal de V-02 (30 x 70 m) se diseñaron y modelaron de una manera adecuada de tal forma que cumplan con la rigidez necesaria en ambas direcciones y se encuentren dentro los parámetros de la norma E.030.
- La velocidad del viento se determinó con la data histórica de la estación meteorológica (INDES-CES) la data corresponde a los años (2011-2022), esta estación meteorológica está ubicada aproximadamente a 900 m de la estructura a analizar, los datos de las velocidades máximas fueron sometidos a un modelo de distribución normal para un periodo de retorno de 50 años donde se obtuvo la velocidad máxima de 47 m/s.
- La cobertura autoportante fabricada del material ASTM A653 para una luz de 22.5 m, flecha de 20% y espesor de 1.24 mm, la fuerza máxima ejercida por la acción del viento es de 0.175 tf/m² la cual está por debajo de la fuerza máxima el cual puede soportar el material que es igual a 0.285 tf/m² y deformaciones de 1.2 cm los cuales son menores a los indicados por la norma ASCE/SEI 7-16 que establece que la verificación de deformaciones es igual a $L/200=0.1136$ m estos esfuerzos son producidos por vientos de 47 m/s simulado mediante túnel de viento.
- Las dimensiones de las vigas y columnas cumplen con las dimensiones necesarias para las solicitaciones de carga, en columnas la cuantía es menor de 3 % esta condición conlleva a que sean mucho más económicas, las vigas se diseñaron con un refuerzo longitudinal número #4 y refuerzo transversal #3 el cual está distribuido 1 @0.06 m y el resto a 0.22 m, con esta distribución de acero de refuerzo transversal se está evitando sobredimensionar los requerimientos de cargas producto de las cargas internas y externas.
- La estructura de dos niveles de la nave industrial de dimensiones de 36.7 m x 20.6 m, su comportamiento estructural es similar en ambos sentidos ya que las deformaciones máximas son de 0.00104 y 0.00101 en las direcciones X e Y respectivamente y el valor de las cortantes estáticas en la base de la estructura es de 7.63 en ambas direcciones, la cortante dinámica de $dx=18.75$

tf, $d_y=13.71$ tf, esta estructura cumple con lo estipulado en la norma de diseño sismorresistente vigente en Perú.

V RECOMENDACIONES.

- Cuando se haga el uso de coberturas autoportantes se debe de tener en cuenta las fuerzas causadas por la acción del viento ya que estas pueden ser perjudiciales dependiendo de la localización de la estructura.
- El desarrollo de programas especializados en análisis estructural facilita el cálculo de estructuras complejas normadas por los criterios de las normas locales e internacionales lo cuales facilitan realizar los procesos en tiempos en tiempos más cortos, pero es fundamental conocer las normas y las exigencias mínimas con las que los softwares realizan los procesos de análisis.
- Cuando se proponga el diseño de estructuras tener en cuenta realizar adecuadamente el diseño evitando sobredimensionar las estructuras ya que estas pueden influir en el costo del proyecto, las estructuras deben de ser seguras, económicas y funcionales.

VI REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Adrián, H. (2021). *Análisis de elemento finito y rediseño mecánico de una boya Oceanográfica y de Meteorología Marina del CIGoM* [Tecnológico de Costa Rica]. <https://repositoriotec.tec.ac.cr/handle/2238/13223>
- Afuso, M. (2017). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en Barranco*. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/9336>
- Anahua, P., & Zapata, R. (2022). *Análisis estructural y diseño de concreto armado del colegio "Márquez" de tres niveles en el Callao, 2022* [Universidad Cesar Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/105638>
- Bercely, L. (2023). *Estudio comparativo del comportamiento estructural entre el sistema aporticado y dual, en un edificio de oficinas de 5 niveles en la ciudad de Bagua Grande 2020* [Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza]. <https://repositorio.untrm.edu.pe/handle/20.500.14077/3517>
- Blasco, A. B. (1995). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (Colegio de Ingenieros del Perú CIP, Ed.; Primera).
- CADBIM3D. (n.d.). *Simulación de cargas de viento con Robot Structural - cadBIM3D*. Retrieved January 17, 2024, from <https://www.cadbim3d.com/2021/10/simulacion-de-cargas-de-viento-con.html>
- Chango, M. (2023). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones de estructuras metálicas en la parroquia Quisapincha, Ambato, Ecuador: Propuesta de reforzamiento estructural de una edificación representativa* [Universidad Técnica de Ambato]. <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/38085>
- Das, M. B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (séptima edición). www.elsolucionario.org
- El Peruano Normas legales reglamento nacional de edificaciones, (2006). www.construccion.org
- Fisher, J. M., Computerized Structural Design, P., Milwaukee, S., & Kloiber, L. A. (2006). *Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition Steel Design Guide*.

- Huamán, E., & Mendoza, U. (2023). *Simulación por elementos finitos de túnel del viento en una estructura de hormigón armado de 20 pisos, Trujillo 2022* [Universidad Cesar Vallejo]. <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/126885>
- Jack C.McCormac, & Rusell H.Brow. (2011). *Diseño de Concreto reforzado* (8va ed.).
- López, B. (2023). *Análisis y diseño estructural de un edificio de uso industrial textil de concreto armado con cinco pisos, ubicado en Ate-Lima* [Pontificia Universidad Católica del Perú]. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/24647>.
- Loaysa, J., & Chávez, F. (2015). *Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles* [Pontificia Universidad Católica del Perú]. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6106>
- Mamani, J., & Rivera, J. (2018). *Análisis y modelamiento en muros de contención de concreto armado, mediante el uso del programa plaxis 2d en la carretera hv-101 km. 28 + 950 Salcabamba 3 Huancavelica - Perú* [Universidad San Martín de Porres]. <https://www.studocu.com/pe/document/universidad-de-san-martin-de-porres/construccion-2/mamani-rivera-tesis/36090967>
- Méndez, K., & Díaz, O. (2019). *Diseño estructural sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en concreto armado* [Universidad Nacional José Sánchez Carrion]. <https://repositorio.unjfsc.edu.pe/handle/20.500.14067/2950>
- Monteagudo, J. (2020). *Diseño de edificio en concreto armado de siete pisos en la ciudad de Cusco* [Pontificia Universidad Católica del Perú]. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/18366>
- Morocho, F. (2016). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos.* <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/22812>
- N3 ETP MEXJUV PA5 ASTM A653-2008 Especificación Técnica de Producto Galvanizado ASTM A653-08, (2008).
- Orihuela, J., & Dávila, R. (2016). *Cálculo y diseño estructural de una nave industrial aplicando la normativa AISC en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román* [Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/621640>

- Páez, C. D., & Guerrero, D. P. (2021). Cubiertas autoportantes circulares aplicando el método de elementos finitos. *Gaceta Técnica*, 23(1), 72–93.
<https://doi.org/10.51372/gacetatecnica231.6>
- Panta, D. (2021). *Análisis y diseño de nave industrial de concreto armado con puente grúa* [Pontificia Universidad Católica del Perú].
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/18608>
- Polo, A. (2017). *Cálculo de estructuras y/o elemento estructural por procedimiento analítico con alguna herramienta informática* [Universidad de Salamanca].
https://gredos.usal.es/bitstream/handle/10366/125526/PFC_Juan-Ramon-Martin.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Tupayachi, A. (2021). *Análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado en el distrito de Miraflores* [Pontificia Universidad Católica Del Perú].
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/19788>
- Sociedad Geológica del Perú. (n.d.). *PELIGRO SÍSMICO*. Retrieved January 17, 2024, from <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/>
- Teodoro E. Harsem. (2002). *diseño de estructuras de concreto harmsen* (3ra ed.).
<https://www.fondoeditorial.pucp.edu.pe/ciencias-e-ingenieria-/1036-diseno-de-estructuras-de-concreto-armado-ebook.html>
- Valdovinos, F. A. (2018). *Análisis y diseño estructural de techumbre en arco para las canchas de la Universidad Don Vasco A.C., en Uruapan, Michoacán*.
<https://ru.dgb.unam.mx/handle/20.500.14330/TES01000784125>

VII Anexos.

6.1. Panel fotográfico



Foto 01. Levantamiento topográfico.



Foto 02. Levantamiento topográfico

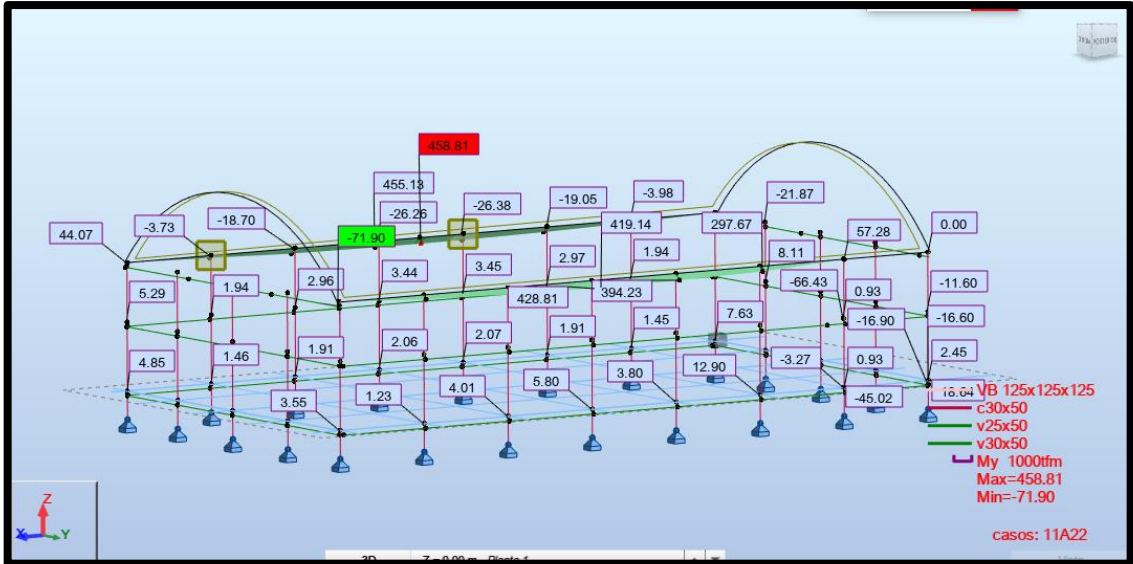


Foto 03. *Envolvente Momentos flectores*

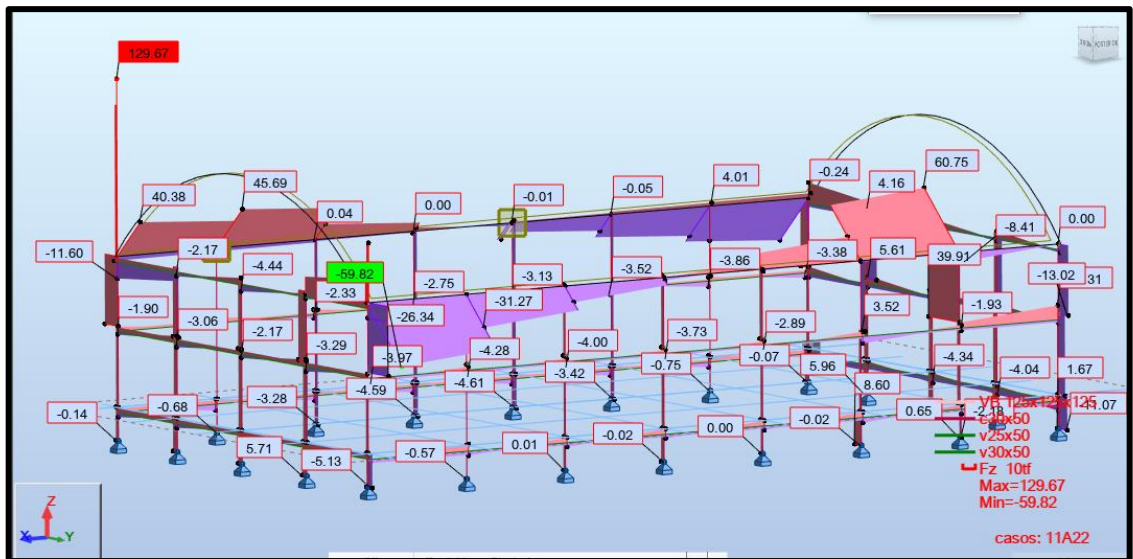


Foto 04. *Fuerzas cortantes*



Foto 05. Momentos flectores pórtico 1

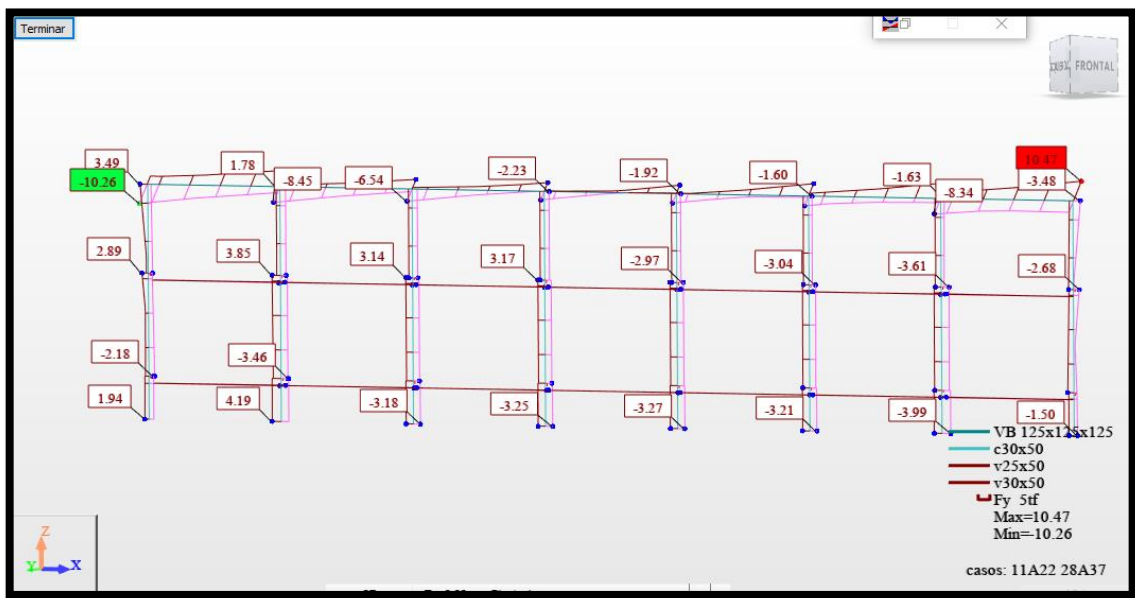


Foto 06. Fuerzas cortantes pórtico 01

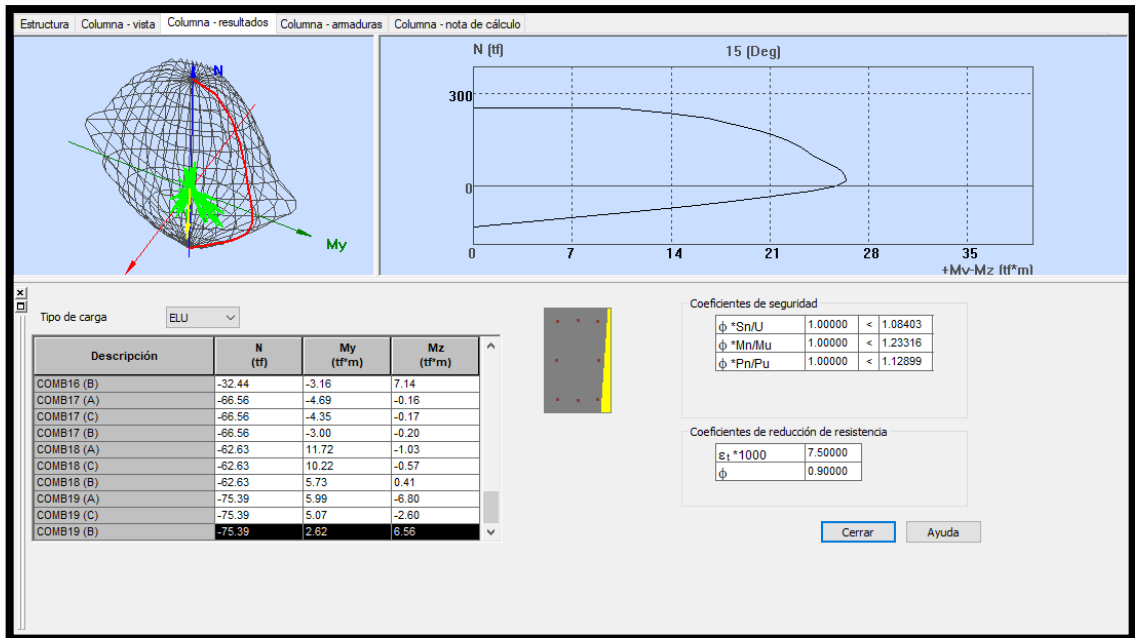


Foto 07. Diagrama de interacción columna C-02

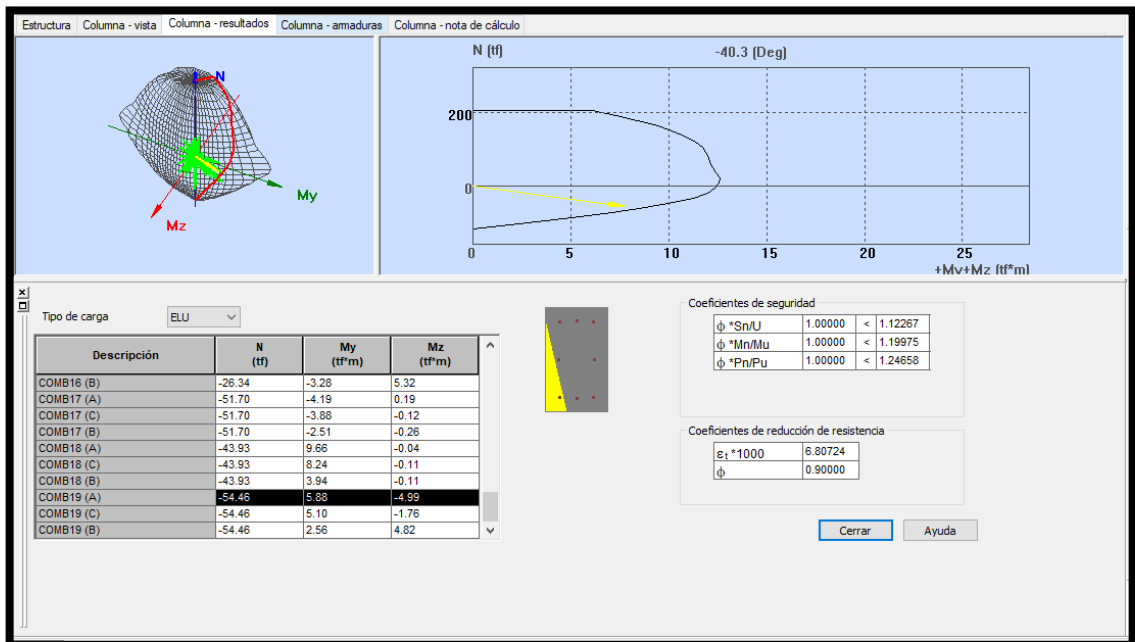


Foto 08. Diagrama de interacción C-01

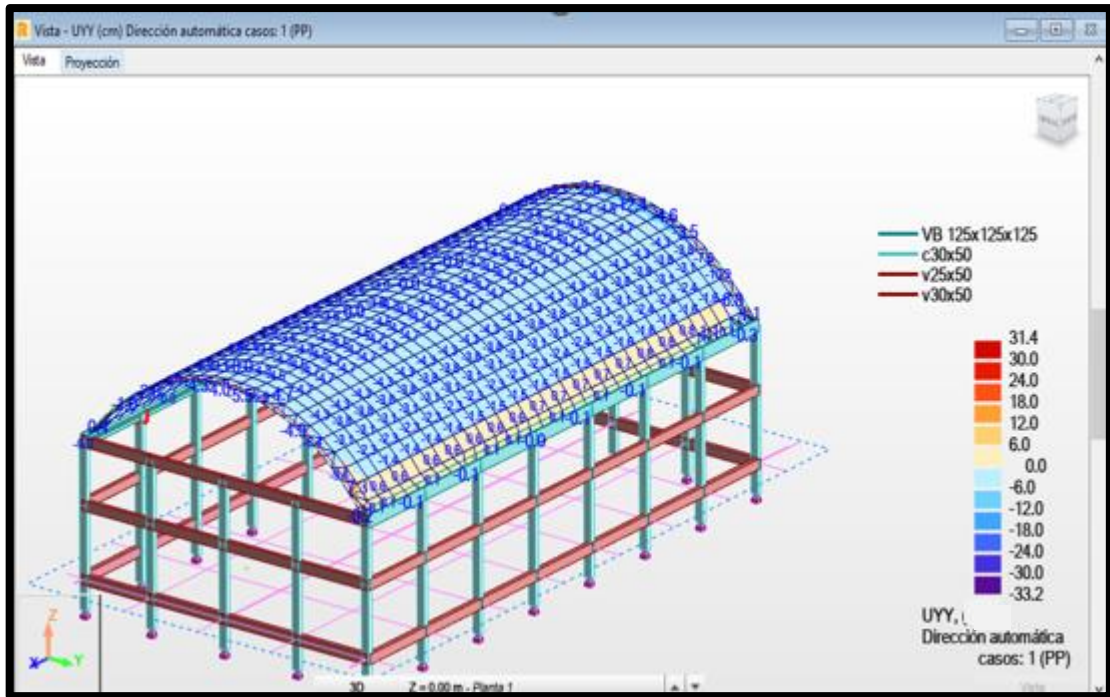


Foto 09. Deformación de lámina autoportante

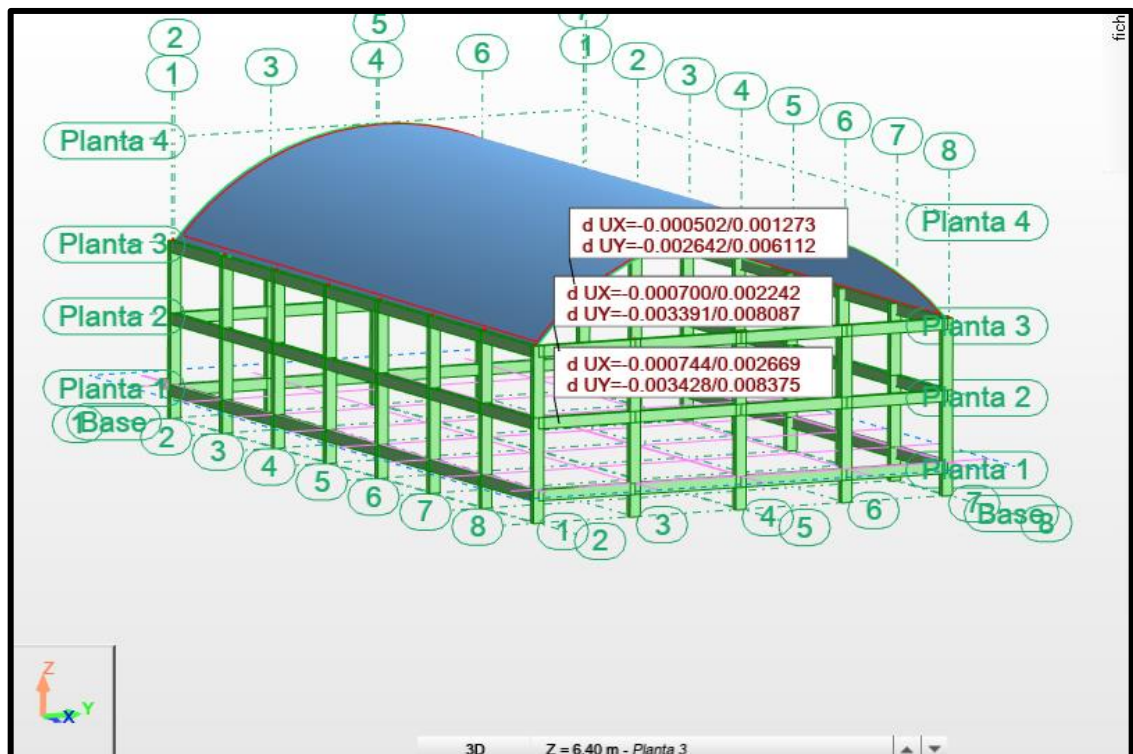


Foto 10. Desplazamientos de la estructura

VII. ANEXOS

6.2. Documentos y planos

- Estudio de mecánica de suelos.
- U01 Plano de ubicación.
- E.01 Cimentación.
- E.02 Detalle de zapatas.
- E.03 Cobertura Detalles.
- E04 Detalle de vigas.

12. Ensayos de Laboratorio

Las muestras representativas extraídas, fueron sometidas a diversos ensayos en el Laboratorio de suelos y pavimentos Geosup. Los ensayos estándar y especiales fueron realizados con la finalidad de identificar y clasificar las muestras de suelo, siguiendo los criterios del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), y para obtener sus parámetros de resistencia cortante.

A continuación, se describen las normas de la American Society for Testing and Material (ASTM) consideradas para el desarrollo de ensayos en laboratorio:

- 02 corte Directo ASTM D3080
- 02 análisis granulométrico por tamizado ASTM D6913
- 02 límites líquidos y límites plásticos ASTM D4318
- 02 contenido de Humedad ASTM D2216
- 02 gravedad específica ASTM D854

Los resultados de estos ensayos se presentan en los siguientes cuadros:

CUADRO Nº 01, (C-1 y C-2)

CALICATA		C-1/M-1	C-2/M-1
		(0.20 - 1.20)	(0.20 - 1.80)
Ensayos		Resultado	Resultado
Análisis granulométrico	Pasante del #4 (%)	81.94	99.84
	Pasante del #200 (%)	72.37	78.67
Límites de consistencia	Límite Líquido (LL)	58.58	66.06
	Índice de Plasticidad (IP)	13.52	19.86
	Humedad (%)	50.73	47.43
Ensayos de Estado	S.U.C.S.	OH	OH

13. Análisis de la Cimentación

El comportamiento de una cimentación superficial está gobernado por su resistencia al esfuerzo y deformación que pueda tener el suelo donde se cimienta, por lo tanto, se realiza el análisis de la cimentación superficial a fin de determinar cuál es la capacidad de carga admisible del suelo de fundación.

Teniendo en cuenta las características de la estructura que se piensa construir y el perfil estratigráfico del subsuelo, sugerimos en el presente estudio se utilice un tipo de cimentación convencional conformado por solado, que transmita las cargas de las estructuras al depósito de Limo orgánico o arcilla inorgánica de alta plasticidad (OH).

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP
[Firma]
ING. MAIKO ENRIQUE GONZALEZ PEREZ
ESPECIALISTA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
REG. CIP 207375

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP
[Firma]
TEC. J. CAROLINA QUINUA CA FLORES
ESPECIALISTA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIP 72842453

14. Nivel freático

El nivel de la napa freática, se registró a la altura de 1.20m, en la calicata N°01, en el área de exploración:

15. Cálculo de Capacidad Portante

a) *Capacidad de carga.*

Según el Reglamento Nacional de edificaciones, Norma E.050 en su última versión aprobada en el año 2018 cuya referencia fue tomada de Bowles, Joseph E. (1996) Foundation Analysis and Design. New York: Mc Graw – Hill Book Co., La capacidad de carga (q_d) es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos a partir de parámetros determinados mediante los ensayos in situ o los ensayos de laboratorio realizados en las tablas 1, 2 y 3.

En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcilloso), se emplea un ángulo de fricción interna (ϕ') igual a cero.

$$q_d = S_c i_c \zeta N_c$$

En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se emplea una cohesión (c) igual a cero.

$$q_d = i_q \gamma_1 D_f + 0,5 s_y i_y \gamma_2 B' N_y$$

Para las ecuaciones indicadas se tiene:

$$N_q = \varepsilon (\pi \tan \phi') \tan^2 \left[\left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \right]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_y = (N_q - 1) \tan(1,4 \phi')$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$S_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$S_y = 1 - 0,2 \frac{B}{L}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$$

Donde:

- c = Cohesión del suelo ubicado bajo la zapata
- i_c = Coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la cohesión
- i_q = Coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la sobre carga (γD_f)
- S_c = Coeficiente de corrección por la forma de la cimentación correspondiente a la cohesión
- S_y = Coeficiente de corrección por la forma de la cimentación correspondiente a la fricción
- i_y = Coeficiente de corrección por inclinación de la carga correspondiente a la fricción
- γ_1 = Peso unitario volumétrico de suelo ubicado sobre el nivel de cimentación
- γ_2 = Peso unitario volumétrico efectivo de suelo ubicado bajo el nivel de cimentación
- N_c = Coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la cohesión
- N_q = Coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la sobre carga (γD_f)
- N_y = Coeficiente de capacidad de carga correspondiente a la fricción
- B' = Ancho del "área efectiva"
- α° = Ángulo en grados que hace la carga con la vertical

Los factores de seguridad mínimos que deben tener las cimentaciones son los siguientes:
Para cargas estáticas: 3.0

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP
ING. ENRIQUE ENGEL GONZALES PEREZ
REG. CP 207375

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP
ING. JUAN CARLOS PANCA FLORES
REG. CP 126453

- Para solicitud máxima de sismo o viento (la que sea más favorable): 2,5.

b) *Ángulo de fricción interna.*

Según Terzaghi y Meyerhof (1957), para obtener los valores de ángulo de fricción mediante D_r , puede usarse las siguientes relaciones:

- Suelos granulares con % pasa el tamiz N°200 mayor al 5%

$$\varphi' = 25 + (0.15 * D_r)$$

- Suelos granulares con % pasa el tamiz N°200 menor al 5%

$$\varphi' = 30 + (0.15 * D_r)$$

$$\varphi' = 30.1^\circ$$

c) *Capacidad admisible*

La determinación de la Presión Admisible, se efectúa tomando en cuenta los siguientes factores:

- 1) Profundidad de cimentación.
- 2) Dimensión de los elementos de la cimentación.
- 3) Características físico - mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación.
- 4) Ubicación del Nivel Freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la edificación
- 5) Probable modificación de las características físico - mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
- 6) Asentamiento tolerable de la edificación.

16. Factor de Seguridad

Cuando se calcula una estructura de contención de tierras, existen distintos empujes a considerar dependiendo de la movilidad relativa entre la estructura y las partículas del suelo.

Los factores de seguridad mínimos que deben tener las cimentaciones son los siguientes:

- ✓ Para cargas estáticas: 3,0
- ✓ Para solicitud máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5

El factor de seguridad está dado por:

$$FS = \frac{q_d}{q_{adm}}$$

17. Análisis de Licuefacción

Se reconoce el fenómeno de licuación de suelos o licuefacción como sucesos de pérdida de capacidad admisible bajo el nivel freático ante la acción de un sismo, para el caso del estudio realizado se evidenció presencia de nivel freático, se espera cimentar sobre terreno saturado por lo que queda el efecto de licuefacción.

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP

[Firma]
MARC, ENGEL GONZALES PEREZ
ESPECIALISTA EN SUELOS Y PAVIMENTOS
REG. CIP 207375

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP

[Firma]
TEC. JIMENA HUANACCA FLORES
ESPECIALISTA EN SUELOS Y PAVIMENTOS
CIP N° 72648453



18. Agresividad Química del Suelo a la Cimentación

18.1 Agresividad de las sales del subsuelo

Los resultados del análisis químico de las muestras representativas del suelo que van a estar en contacto con la estructura del cemento han arrojado los resultados expuestos en el Anexo IV:

La agresión que ocasiona el suelo bajo el cual se cimenta, está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos y cloruros principalmente). Sin embargo, la acción química del suelo sobre el concreto sólo ocurre a través del agua subterránea que reacciona con el concreto; de ese modo el deterioro del concreto ocurre bajo el nivel freático, zona de ascensión capilar o presencia de agua infiltrada por otra razón (rotura de tuberías, lluvias extraordinarias, inundaciones, etc.).

Los principales elementos químicos a evaluar son los sulfatos y cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cemento.

Se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá plantada la cimentación contiene concentraciones bajas de sales solubles totales, sulfatos y cloruros, por tanto, se recomienda usar Cemento Tipo I.

19. Conclusiones y Recomendaciones

El presente Informe Técnico ha sido elaborado en base a la Norma Técnica (E-050 Suelos y Cimentaciones) y la Norma Técnica (E-030 Diseño Sismorresistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente del año 2019. Correlacionando los resultados de la exploración de campo con los resultados obtenidos en laboratorio y el análisis efectuado se obtuvo las siguientes conclusiones y recomendaciones.

- El área de estudio del proyecto: **APLICACION DE LOS ELEMENTO FINITOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL-SISMICO Y CARGA DE VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL EN CHACHAPOYAS-2023.**
- El programa de exploración de campo consistió en la ejecución de 2 calicatas a una profundidad máxima de 1.80 metros a partir de suelo firme.
- Los suelos encontrados se clasificaron según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), Las calicatas C-1 **1832552.00 m E-9309828.00 m S**, en los 0.00 - 0.20 se encontró suelo orgánico y desde la 0.20m – 1.60m, se encontró Limo orgánico o arcilla inorgánica de alta plasticidad y en la calicata C-2 **183226.21 m E-9309872.67 m S**, en los 0.00 - 0.20 se encontró suelo orgánico y desde la 0.20m – 1.80m, se encontró Limo orgánico o arcilla inorgánica de alta plasticidad.
- Se ha determinado la carga Admisible considerando las ecuaciones de capacidad de carga por corte y asentamiento, tal como lo recomienda la norma (E-050 Suelos y Cimentaciones), en la cual indica que se deberá tomar el valor más desfavorable. **(Ver resultados en el anexo I).**
- Teniendo en cuenta que este tipo de suelos son susceptibles a cambios volumétricos ya que hay presencia de humedad o agua, se detectaran condiciones diferentes a las aquí descritas en el presente informe, se debe comunicar al diseñador, con el fin de revisar las estructuras propuestas y el efecto de estas condiciones en el diseño.

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP
Juan Carlos
ING. JUAN CARLOS ENRIQUE GONZALEZ PEREZ
ESPECIALISTA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
REG. SUP. 21.375

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP
Jancy
TEC. JANCY ROSA CHAVEZ HUANGA FLORES
ESPECIALISTA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
REG. SUP. 21.375

- Se recomienda cimentar la edificación de la forma siguiente:
Recomendaciones para cimentar en condiciones naturales del suelo.

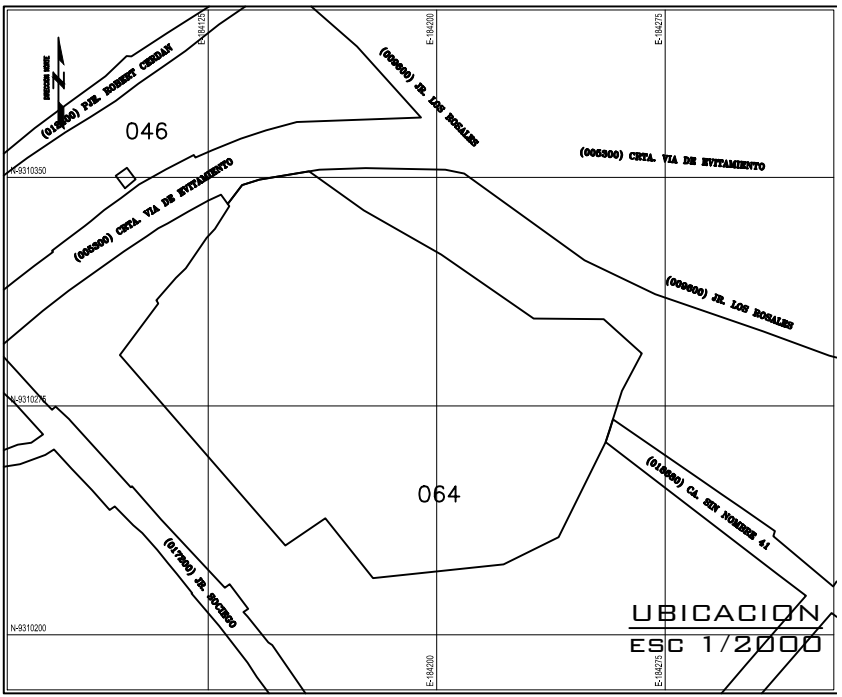
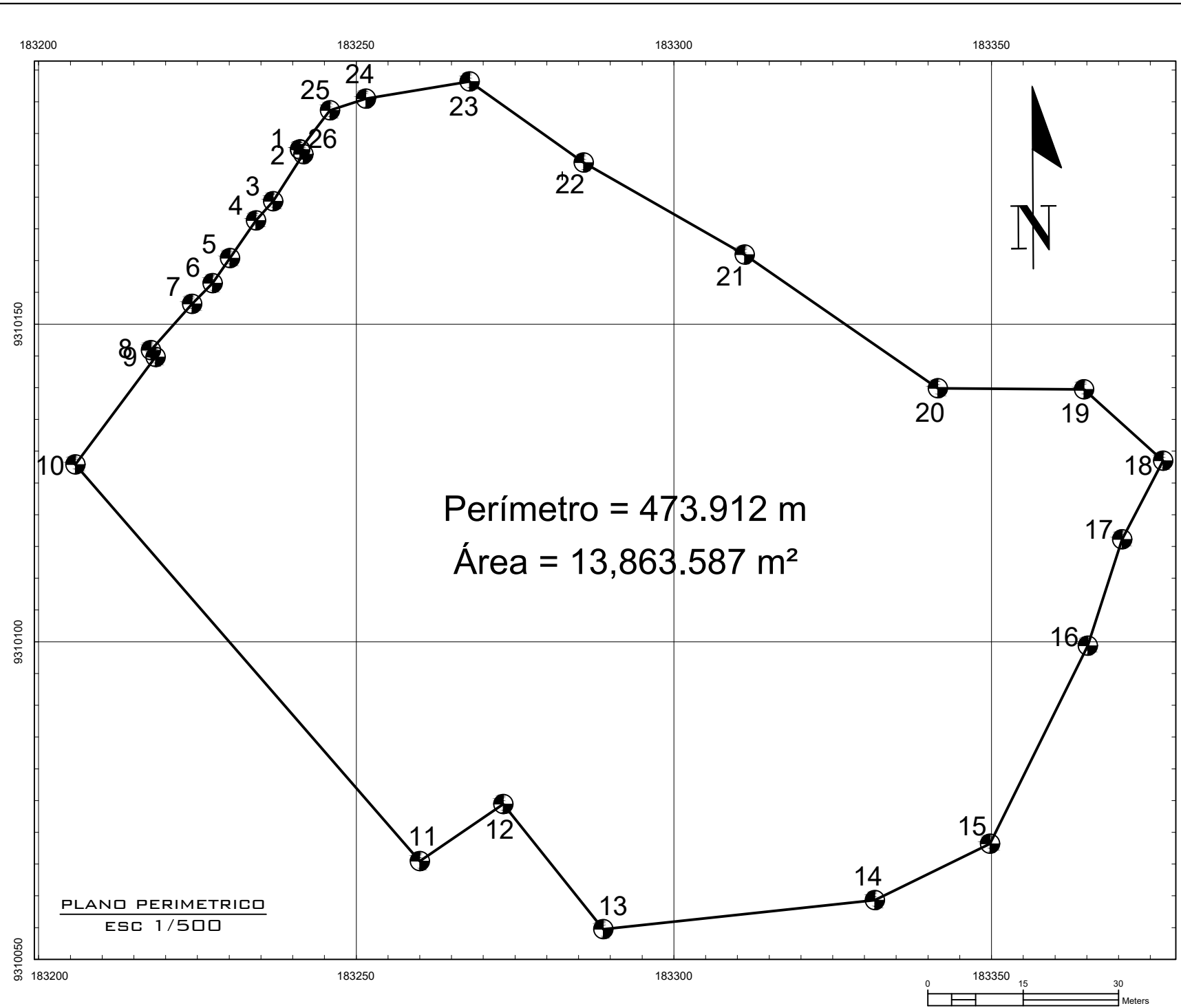
CALICATA	ESTRATO DE SUELO A CIMENTAR	Df. mínima	B (m).	Q adm (kg/cm2)	F. S	Z
C-1, M-1	OH, Limo orgánico o arcilla inorgánica de alta plasticidad	-2.00	1.50	0.92	3	2
C-2, M-1	OH, Limo orgánico o arcilla inorgánica de alta plasticidad	-1.80	1.50	0.91	3	2

- Colocar 1 capa de over de 4" y 8" de espesor de 0.30
- Colocar bajo la cimentación un solado de 4".
- Utilizar solado de F'c=140kg/cm2
- Se recomienda un Desplante de 1.50m.

- Se recomienda utilizar cimentación con zapatas conectadas mediante vigas de cimentación en el área del proyecto mencionado en el EMS.
- Se recomienda hacer un drenaje perimetral en toda el área, donde se va a ejecutar estructuras para la edificación de dicho proyecto.
- Se recomienda cimentar en los estratos OH (Limo orgánico o arcilla inorgánica de alta plasticidad) de acuerdo a los datos obtenidos de los puntos de exploración.
- Se recomienda estabilizar el terreno a construir por posibles deslizamientos ya que se ha podido observar nivel de napa freática.
- No debe Cimentarse sobre Suelo Orgánico, tierra vegetal, turba, desmonte o rellenos observados en la zona de estudio, los cuales deberán ser removidos y eliminados en su totalidad, la cimentación deberá quedar desplantada en los niveles mínimos indicados en el presente estudio.
- Teniendo en cuenta el contenido de sulfatos obtenidos y el bajo contenido de sales solubles totales, recomendamos utilizar en todas las estructuras de concreto en contacto con el subsuelo cemento de uso normal: Cemento Portland Tipo I.
- Debido a la naturaleza del suelo puede usarse cualquier método de excavación, ya sea manual o mecánico, tener en cuenta que para profundidades mayores a 2m se debe permanecer con sostenimiento para evitar deslizamientos o accidentes personales.
- Para la ejecución de excavaciones como sostenimiento temporal se recomienda el uso de calzaduras teniendo en cuenta la no existencia de empujes hidrostáticos (fuga de agua de tuberías).
- En el caso de viviendas aledañas se recomienda apuntalar sus estructuras a medida que se profundiza las excavaciones y avance de calzaduras o muros pantalla hasta lograr un 70% del incremento de la resistencia a la compresión del concreto de sostenimiento.
- Los resultados e investigaciones de campo y laboratorio, así como el análisis, conclusiones y recomendaciones del EMS (Estudio de Mecánica de Suelos), solo se aplicará al terreno y edificaciones comprendidas en el mismo. No podrán emplearse en otro terreno, para otra estructura o edificaciones, o para otro tipo de obra.

LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP
Juan
ING. MAIKOL ENGEL GONZALES PEREZ
ESPECIALISTA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
REG. O.P. 207315


LABORATORIO DE SUELOS Y PAVIMENTOS
GRUPO GEOSUP
Juan
TEC. JHONATAN CARLOS QUIHUAFLOR
ESPECIALISTA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
UNI N° 72648-53



10	11	S 40°58'0" E	82.693	183,173.354	9'309,854.580
11	12	N 55°38'54" E	15.900	183,227.569	9'309,792.139
12	13	S 38°39'9" E	25.192	183,240.696	9'309,801.111
13	14	N 83°54'36" E	43.000	183,256.430	9'309,781.437
14	15	N 63°50'46" E	20.178	183,299.188	9'309,785.999
15	16	N 26°16'42" E	34.750	183,317.300	9'309,794.893
16	17	N 17°57'35" E	17.599	183,332.685	9'309,826.052
17	18	N 27°32'56" E	13.938	183,338.112	9'309,842.794
18	19	N 47°55'46" W	16.783	183,344.559	9'309,855.152
19	20	N 89°32'49" W	23.000	183,332.100	9'309,866.397
20	21	N 55°20'9" W	36.963	183,309.101	9'309,866.579
21	22	N 60°14'30" W	29.176	183,278.699	9'309,887.602
22	23	N 54°39'16" W	22.033	183,253.370	9'309,902.084
23	24	S 80°38'23" W	16.525	183,235.398	9'309,914.830
24	25	S 71°48'53" W	5.950	183,219.093	9'309,912.142
25	26	S 37°29'19" W	7.750	183,213.441	9'309,910.285
26	1	E	0.000	183,208.724	9'309,904.136

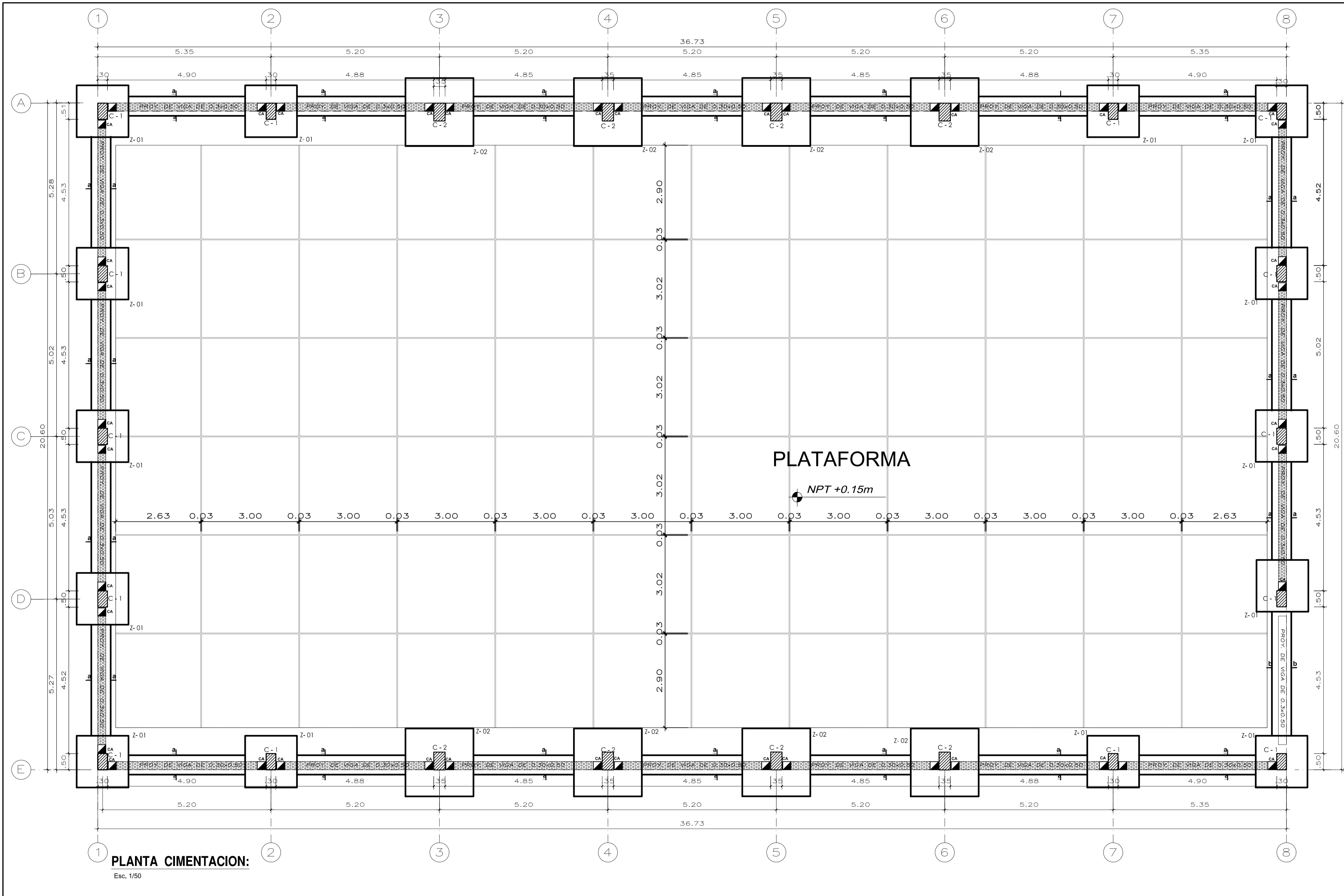
Perímetro = 473.912m Área = 13,863.587m²

LADO		RUMBO	DISTANCIA	COORDENADAS	
EST	PV			X	Y
1	2	S 35°42'32" E	0.900	183,208.724	9'309,904.136
2	3	S 32°45'28" W	8.800	183,209.249	9'309,903.405
3	4	S 41°42'11" W	4.050	183,204.488	9'309,896.005
4	5	S 34°39'23" W	7.200	183,201.793	9'309,892.981
5	6	S 34°39'23" W	4.825	183,197.699	9'309,887.058
6	7	S 44°48'35" W	4.575	183,194.955	9'309,883.089
7	8	S 41°37'36" W	9.750	183,191.731	9'309,879.843
8	9	S 33°19'42" E	1.300	183,185.254	9'309,872.555
9	10	S 36°45'21" W	21.080	183,185.968	9'309,871.469
10	11	S 40°58'0" E	82.693	183,173.354	9'309,854.580



UNIVERSIDAD NACIONAL
TORIBIO RODRÍGUEZ DE MENDOZA DE AMAZONAS

UBICACIÓN DPTO.: Amazonas PROV.: Chachapoyas DIST.: Chachapoyas	PROYECTO: "APLICACION DEL MEF EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL, SISMICO Y VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL EN CHACHAPOYAS" PLANO: UBICACION UBICACION	LÁMINA U-01
ESTUDANTE: VALDEZ SERVAN LUIS FERNANDO	FECHA: FEBRERO-2024	ESCALA: INDICADA



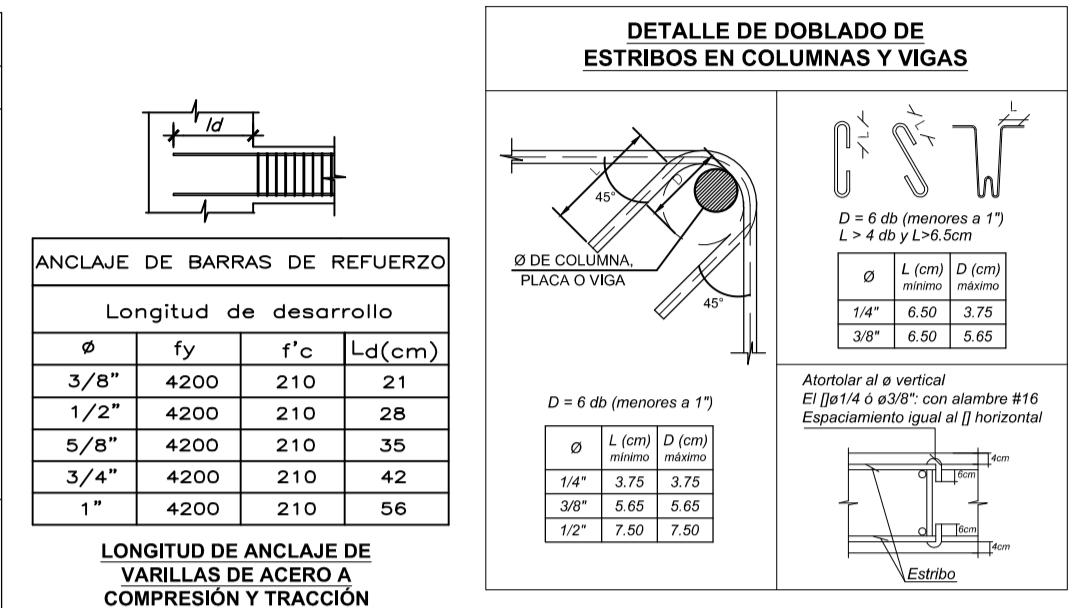
CUADRO DE COLUMNAS

Esc. 1/25

Columna	Sección	Longitud de desarrollo
Ø	f _y	f _c L _d (cm)
3/8"	4200	210 21
1/2"	4200	210 28
5/8"	4200	210 35
3/4"	4200	210 42
1"	4200	210 56

ANCLAJE DE BARRAS DE REFUERZO

LONGITUD DE ANCLAJE DE VARILLAS DE ACERO A COMPRESIÓN Y TRACCIÓN



COLUMNAS DE AMARRE Y VIGUETA

Esc. 1/20

Sección	Ø	f _y	f _c
CA	403/8"	4200	210
Vigueta-1	403/8"	4200	210

LEYENDA

MURO DE ALBAÑILERIA CONFINADA: LADRILLO 18H TIPO IV

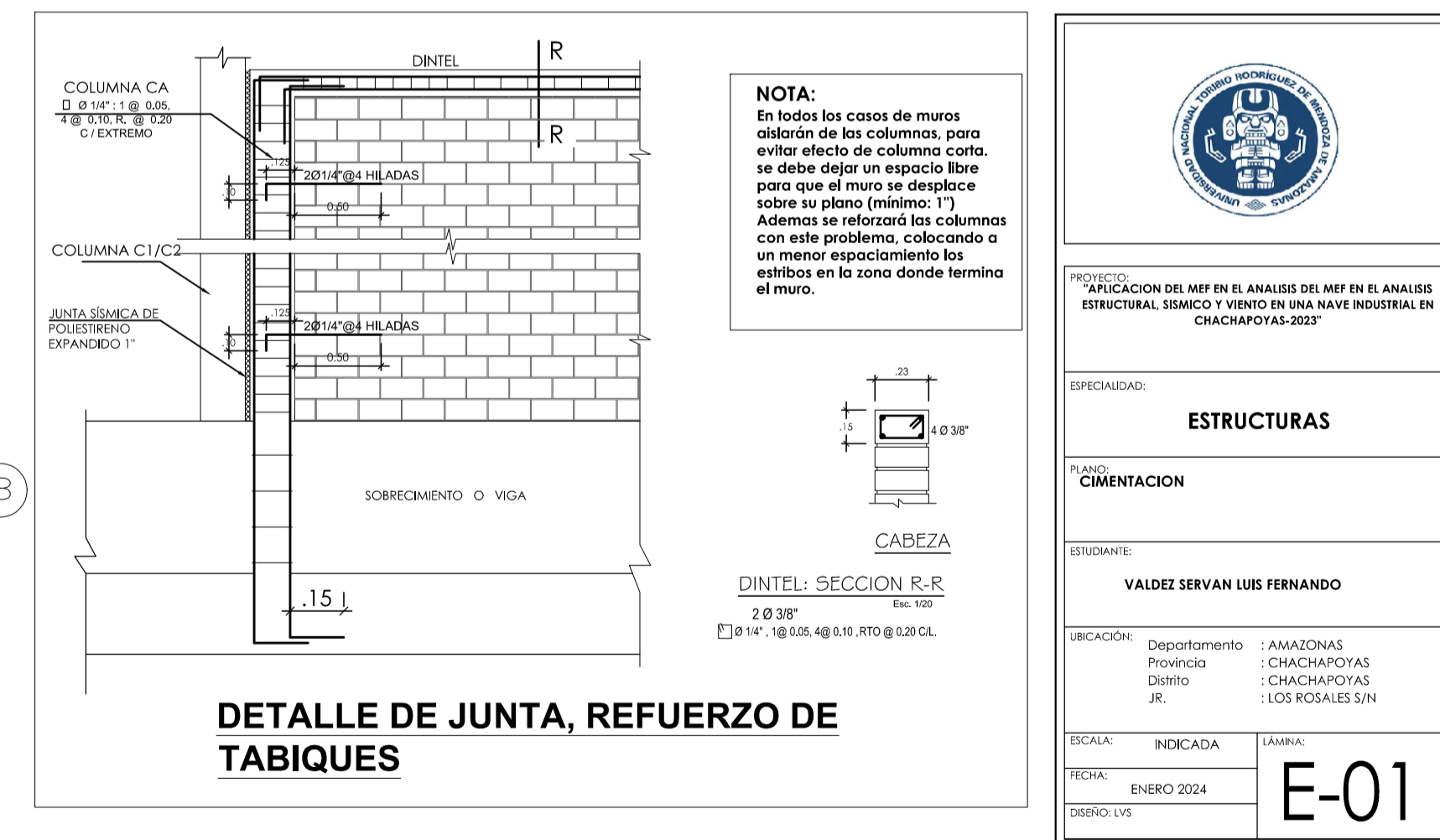
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

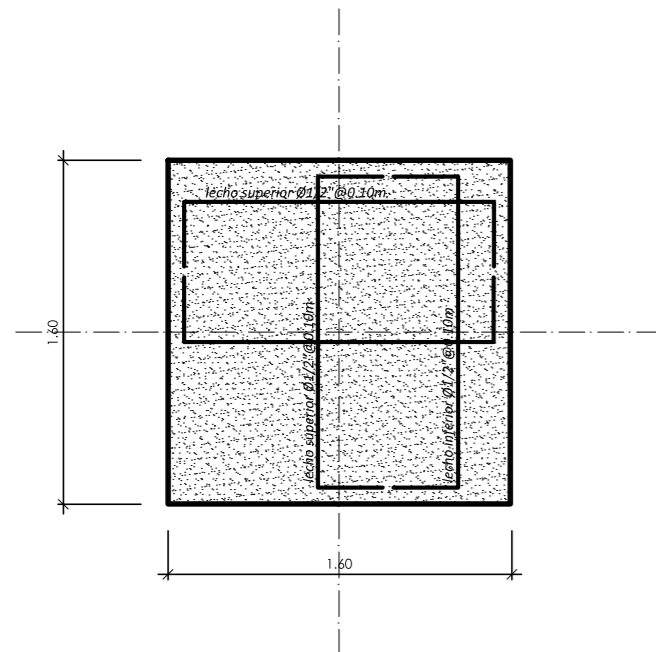
CONCRETO SIMPLE	CONCRETO ARMADO	RECLUBRIMIENTOS	SUELO
SOLADOS: C-1: 1:1:2	COMBINACION: f _c =210 Kg/cm ²	ZAPATAS: 7.8 cm	RESISTENCIA ADMISIBLE: 0.12 Kg/cm ²
CIMENTOS COMBOS: C-1: 1:1:10 + 30% PG a 8" max.	COMBINACION: f _c =170 Kg/cm ²	VIGAS DE COMBINACION Y CONJUNTO: 4.8 cm	SISTEMA ESTRUCTURAL: SISTEMA APORCADO DE CONCRETO ARMADO
SORRECCIONES: C-1: 1:1:10 + 30% PG a 4" max.	COMBINACION: f _c =170 Kg/cm ²	VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS: 4.8 cm	DIRECCION X-X: SISTEMA APORCADO DE CONCRETO ARMADO
PIES: f _c =140 Kg/cm ²	COMBINACION: f _c =170 Kg/cm ²	VIGAS CHATAS: 2.8 cm	DIRECCION Y-Y: SISTEMA APORCADO DE CONCRETO ARMADO
	COMBINACION: f _c =140 Kg/cm ²	LOSAS: 2.8 cm	

CUADRO DE GANCHOS STANDARD MENOS EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

NOTA: EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNAS Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALCANZAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

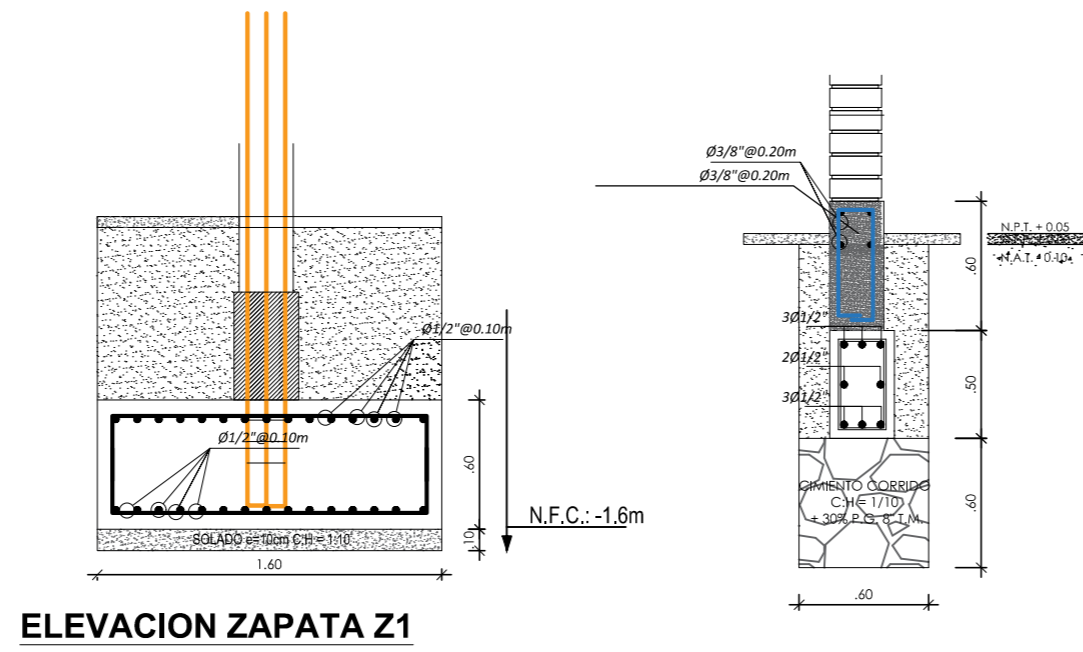
Ø	G (cm)
1/4"	8
3/8"	12
1/2"	15
5/8"	20
3/4"	25
1"	30





PLANTA ZAPATA Z1

Esc. 1/25

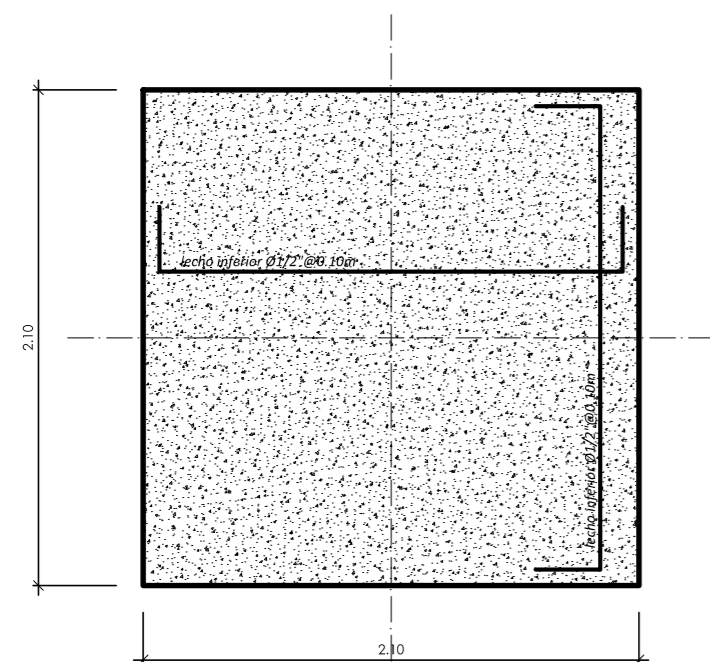


ELEVACION ZAPATA Z1

Esc. 1/25

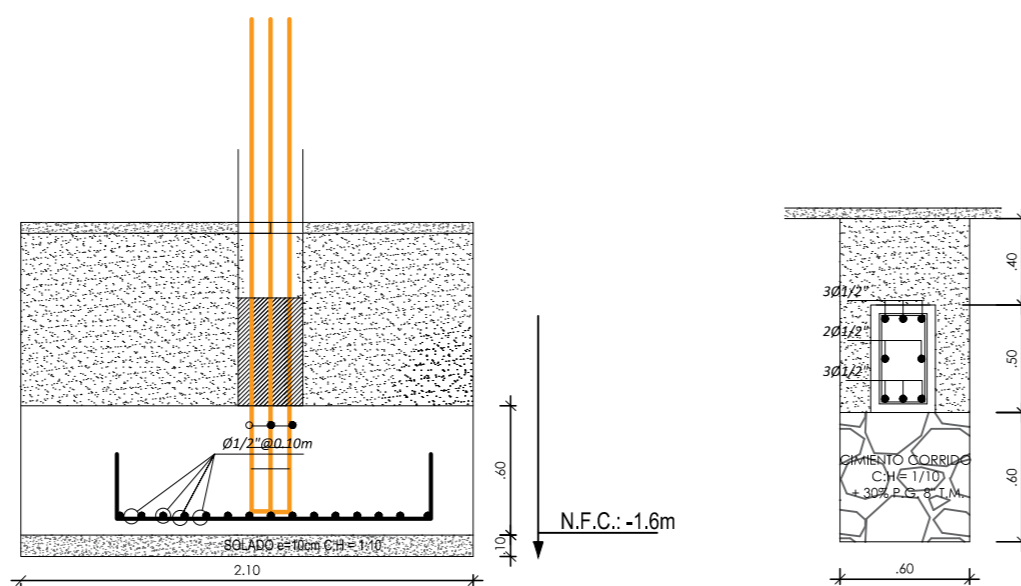
SECCION a-a

Esc. 1/25



PLANTA ZAPATA Z2

Esc. 1/25



ELEVACION ZAPATA Z2

Esc. 1/25

SECCION b-b


Esc. 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO SIMPLE		SOBRECARGA DE DISEÑO Algodón: tridada en los planos MATERIALES - Cementación: Cemento Portland TIPO MS - Bodo de la Estructura: Cemento Portland TIPO I - Agregados: El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada, el tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a. 2 para concreto de cimentación y sobrecimientos, b. 2 para columnas, pilas y vigas estructurales, c. 2 para el resto de los elementos. El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes. Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas. - Albañilería: Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de albañilería (bloque): f' = 130 kg/cm ² . Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f' = 65 kg/cm ² . - Hierro de fluencia del refuerzo en muro: fy = 4200 kg/cm ² . - Unidad de Albañilería: Ladrillo Tipo King Kong 18 Huecos 9x12x24 cm, Hecho en fábrica con un máximo del 30% de perforaciones. - Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:5 (Cemento-arena). - Todos los Muros estarán confinados por Columnetas y Vigas de Amarro,
CONCRETO ARMADO		
CIMENTACION	: f'c=210 Kg/cm ²	
CAISSON	: f'c=175 Kg/cm ²	
SOBRECIMENTOS	: f'c=175 Kg/cm ²	
LOSAS, VIGAS, COLUMNAS	: f'c=210 Kg/cm ²	
REFUERZO	: fy=4200 Kg/cm ²	
RECUBRIMIENTOS		
ZAFATAS	: 7.5 cm.	
VIGAS DE CIMENTACION Y CONEXION	: 5 cm.	
VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS	: 4 cm.	
VIGAS CHATAS	: 2.5 cm.	
LOSAS	: 2.5 cm.	
SUELO		
RESISTENCIA ADMISIBLE	: 0.92 Kg/cm ² .	
SISTEMA ESTRUCTURAL		
DIRECCION X-X	: SISTEMA APORICADO DE CONCRETO ARMADO Deriva (D/h)=0.007	
DIRECCION Y-Y	: SISTEMA APORICADO DE CONCRETO ARMADO Deriva (D/h)=0.007	
PARAMETROS SISMICOS		
FACTOR DE ZONA	: 0.25g	
FACTOR DE USO	: 1	
FACTOR DE SUELO	: 1.40	
PERIODO DEL SUELO	: Tp = 1s, Tl = 1.6s	
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA	: R-X = 8.0 R-Y = 8.0	
NORMAS DE DISEÑO		
PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14 NTE E.020 - CARGAS NTE E.030 - 2016 - DISEÑO SISMORESISTENTE NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES NTE E.060 - CONCRETO ARMADO NTE E.070 - ALBAÑILERIA		

- CONTROL DE RESISTENCIA DEL CONCRETO**
- POR CADA 30 m³ DE CONCRETO MEZCLADO, SE DEBERÁ TOMAR UNA MUESTRA DEL CONCRETO DE TRES CILINDROS DE 150 x 300 mm, Y NO MENOS DE UNA VEZ AL DIA.
 - SE DEBERÁ LLEVAR EL REGISTRO DE LA FECHA DE VACEADO, LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES MUESTREADOS Y LA DESIGNACIÓN DE LOS CILINDROS, REVENIMIENTO Y LOS VALORES DE RESISTENCIA OBTENIDOS.
- CURADO DEL CONCRETO**
- INMEDIATAMENTE DESPUES DEL VACEADO DEL CONCRETO, SE DEBEN PROTEGER LAS SUPERFICIES EXPUESTAS DE LOS EFECTOS DE LA INTERPERIE, CUBRIENDOLAS CON LÁMINAS PLÁSTICAS Y/O MANTEADOS.
 - EL CURADO CON AGUA SE INICIARÁ TAN PRONTO EL CONCRETO HAYA ENDURECIDO LO SUFICIENTE.
 - TODAS LAS SUPERFICIES DE CONCRETO SE DEBEN MANTENER HÚMEDOS EN FORMA CONSTANTE UN MÍNIMO DE OCHO DIAS.
 - SE RECOMIENDA USAR CURADOR QUIMICO MEMBRANIL TIPO C.

- ESPECIFICACIONES DE ENCOFRADO Y VACEADO DE CONCRETO EN LA CIMENTACION**
- POR TRATARSE DE UNA SECCION TIPO "L" INVERTIDA, TANTO EL ALA COMO EL ALMA DE LA VIGA CANALSERAN VACEADAS DE MANERA MONOLITICA Y EN UN SOLO DIA, SE DEBE DE TENER EN CUENTA EL INTERVALO DE TIEMPO ENTRE EL LLENADO DEL ALA Y EL LLENADO DEL ALMA DE LA VIGA PARA QUE NO SE FORME UNA JUNTA FRIA.



PROYECTO:
"APLICACION DEL MEF EN EL ANALISIS DEL MEF EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL, SISMICO Y VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL EN CHACHAPOYAS-2023"

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

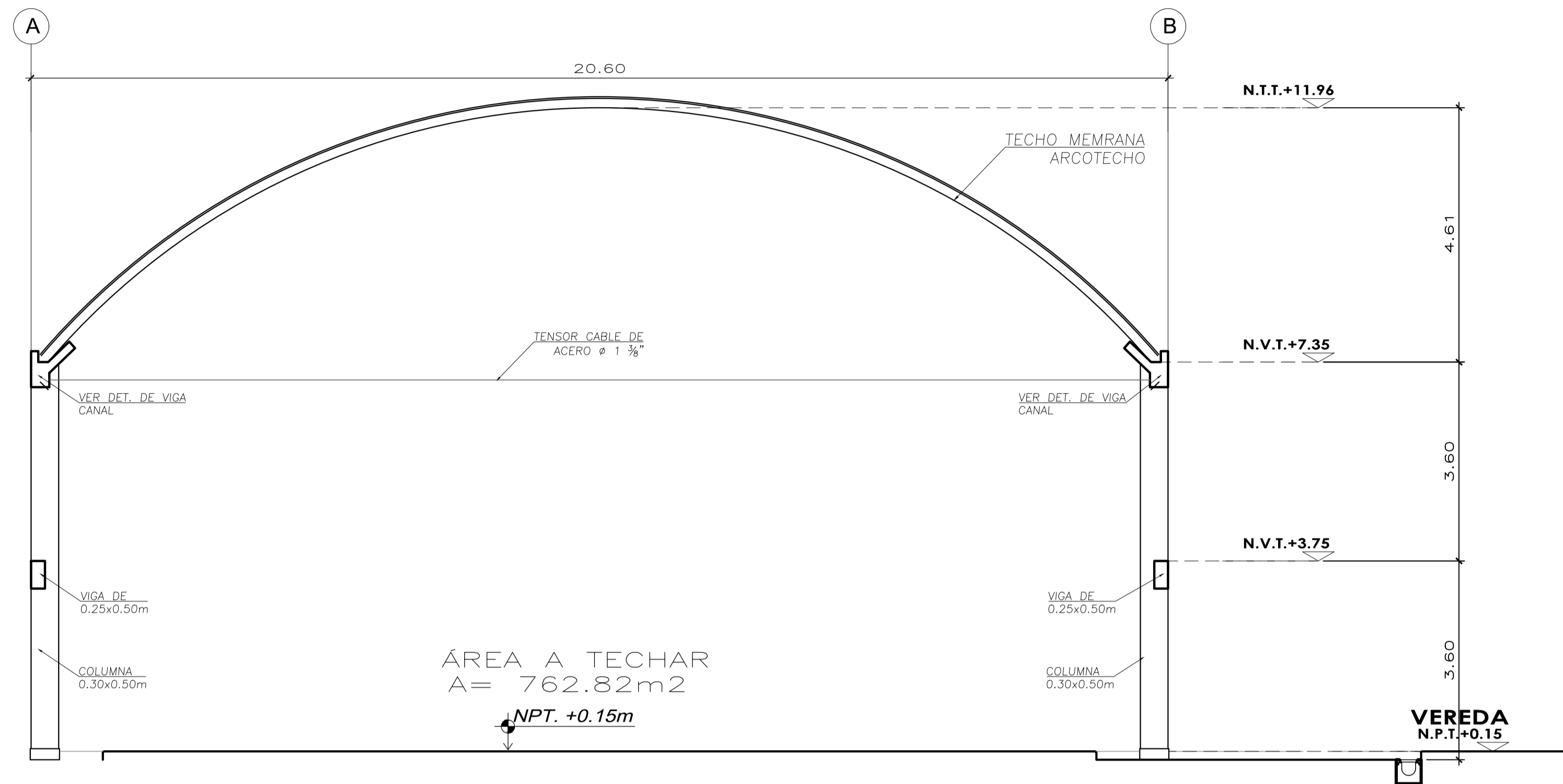
PLANO:
**Cimentacion
ZAPATAS**

ESTUDIANTE:
VALDEZ SERVAN LUIS FERNANDO

UBICACIÓN:
 Departamento : AMAZONAS
 Provincia : CHACHAPOYAS
 Distrito : CHACHAPOYAS
 JR. : LOS ROSALES S/N

ESCALA: INDICADA LÁMINA:
 FECHA: ENERO 2024
 DISEÑO: LVS

E-02



SECCIÓN DE PLATAFORMA

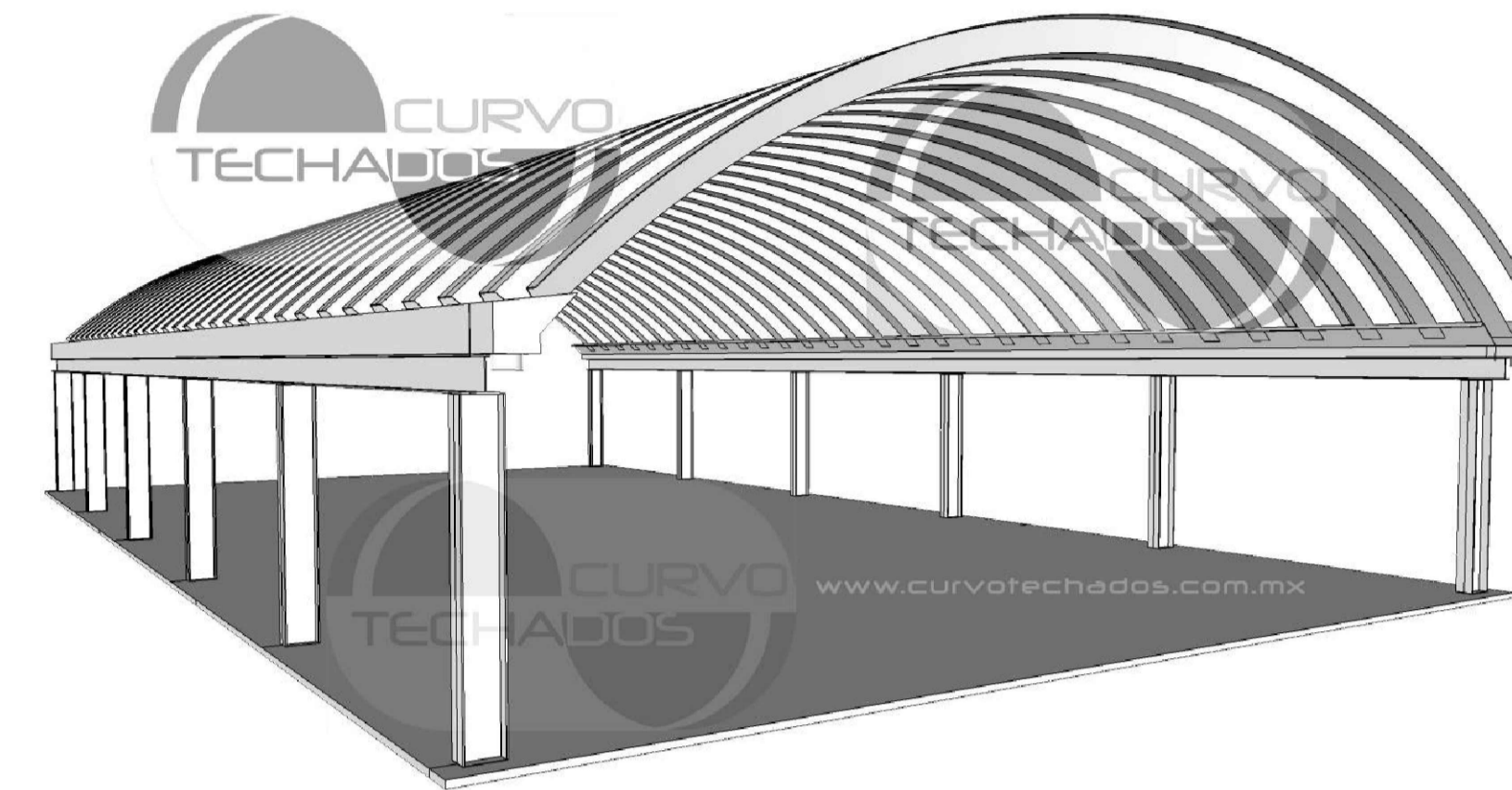
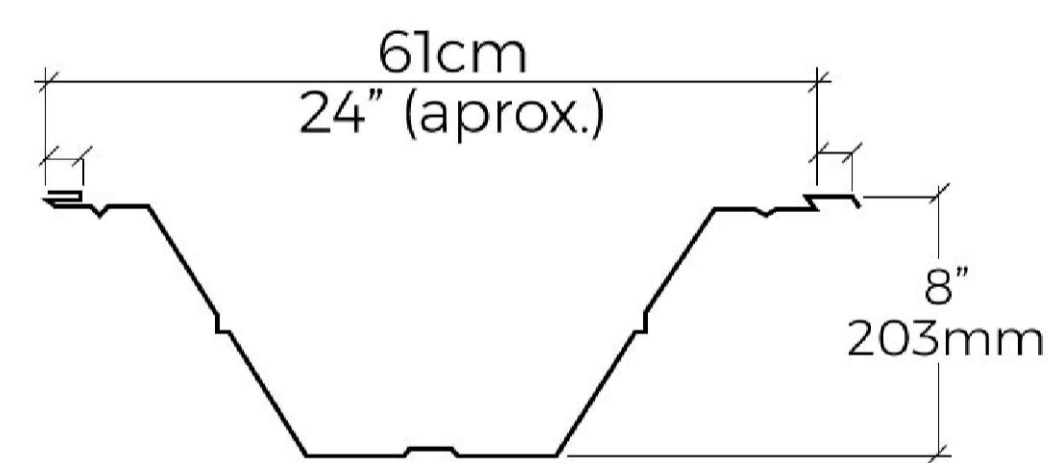


IMAGEN REFERENCIAL

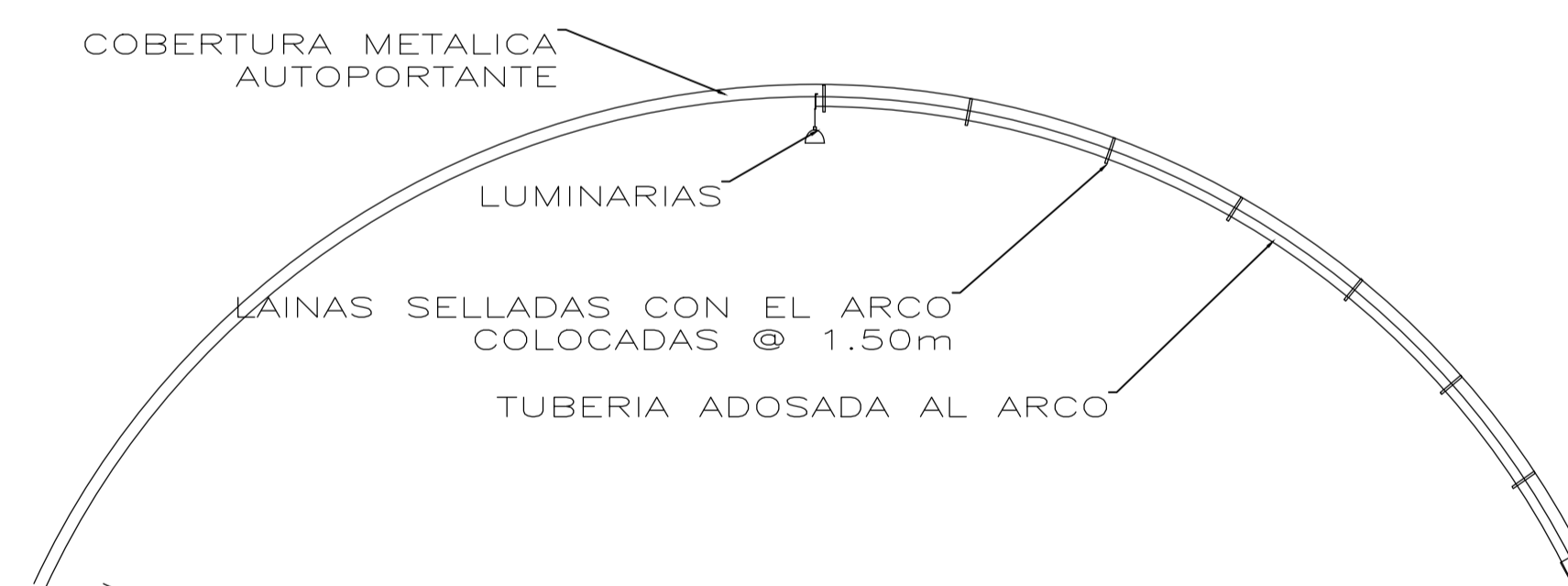
ESPECIFICACIONES TECHO COBERTURA

GRADO ESTRUCTURAL 40 (ASTM - 653)
 MATERIAL : ACERO GALVANIZADO PREPINTADO COLOR BLANCO
 SOBRECARGA : 30 Kglm2 (NORMA E-020)
 ESPESOR : 1.20mm
 PESO PROPIO DEL TECHO MEMBRANA : 9.36 kg/m2
 VELOCIDAD DEL VIENTO: 50 m/s (Chachapoyas - AMA)



Ancho efectivo: 610mm
 Peralte: 203mm

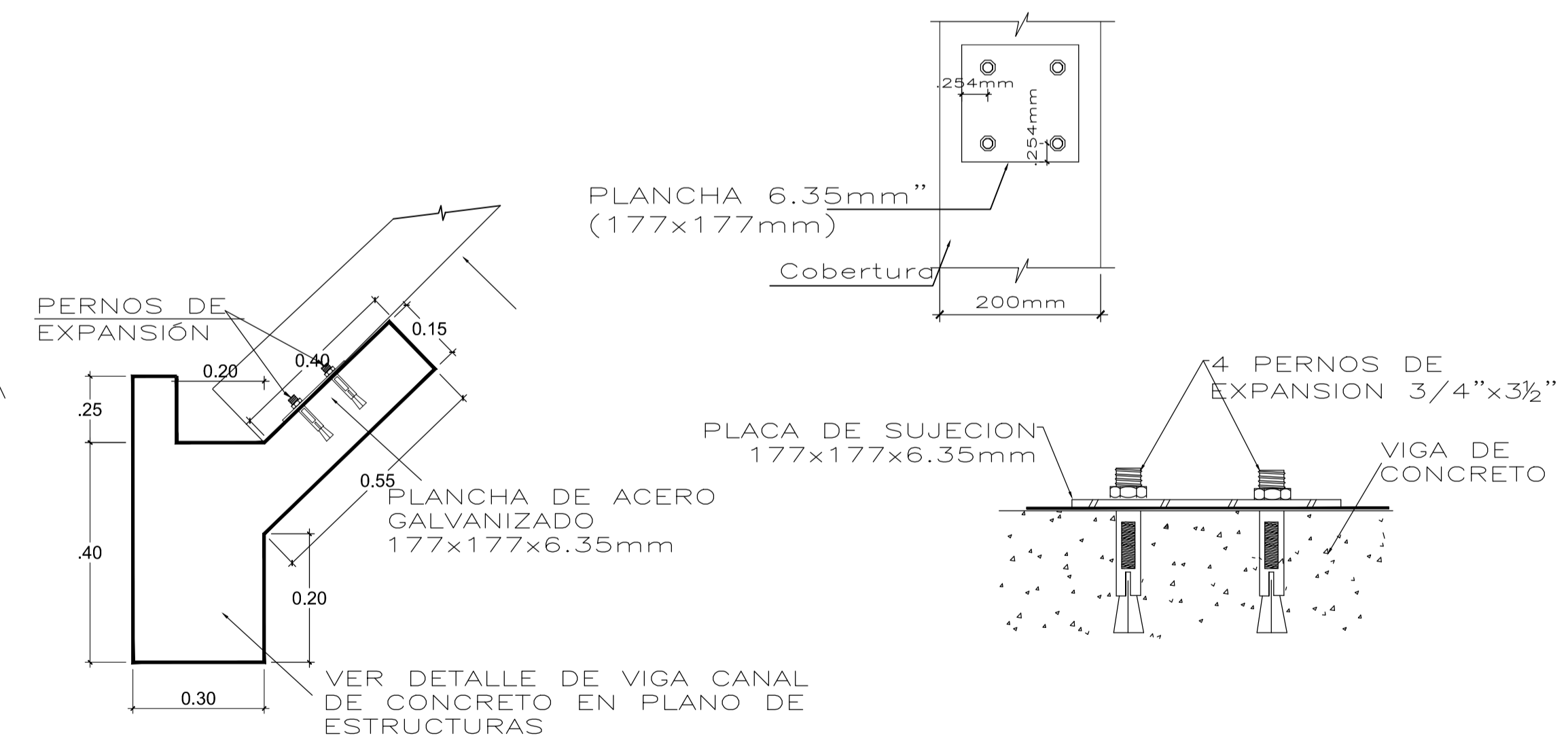
SECCION DEL ARCO



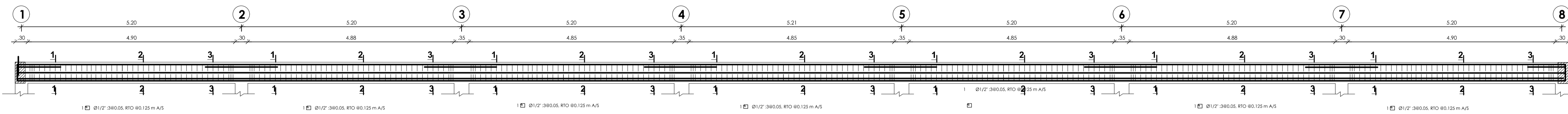
COLOCACION DE LAINAS EN EL ARCO

ESCALA: S/E

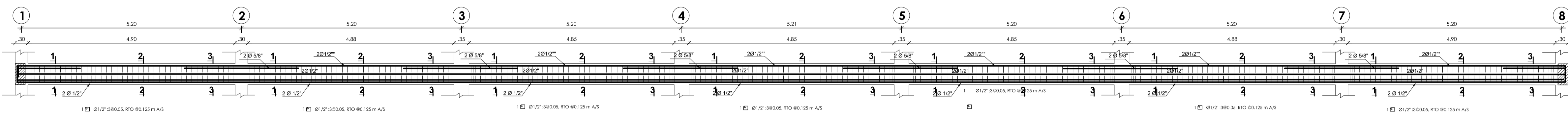
ANCLAJE EN VIGA DE CONCRETO
 ESCALA: S/E



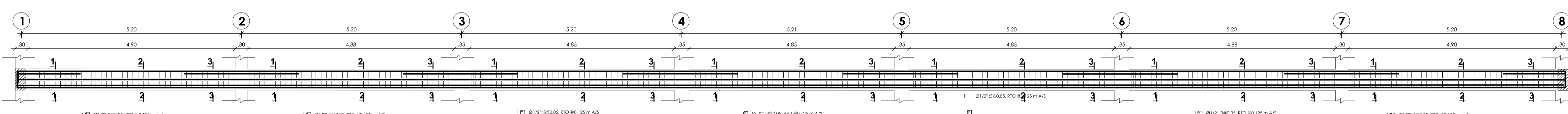
PROYECTO: APLICACION DEL MEF EN EL ANALISIS DEL MEF EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL, SISMICO Y VIENTO EN UNA NAVES INDUSTRIAL EN CHACHAPOYAS-2023	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLAN: DETALLES DE COBERTURA	
ESTUDIANTE: VALDEZ SERVAN LUIS FERNANDO	
UBICACION: Departamento : AMAZONAS Provincia : CHACHAPOYAS Distrito : CHACHAPOYAS JR. : LOS ROSALES SIN	
ESCALA: INDICADA	LAMINA: E-03
FECHA: ENERO 2024	
DISEÑO: LVS	



PORTICO 1: 2do nivel
Esc. 1/50

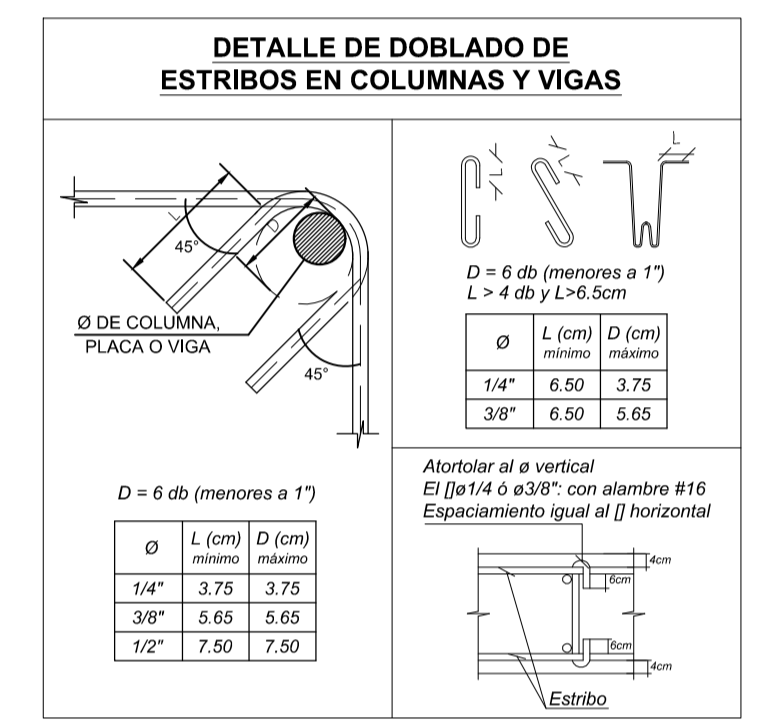


PORTICO 1: 1er nivel
Esc. 1/50



PORTICO 1: VC
Esc. 1/50

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES: CENTRO EDUCATIVO		
PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO		
Z=0.25	FACTOR DE ZONA	Zona 4: SULLANA (ALTA SISMICIDAD)
U=1.0	FACTOR DE USO E IMPORTANCIA	Categoría A: EDIFICACIONES ESSENCIALES
S=1.40	FACTOR DE SUELO	S3: SUELO FLEXIBLE
Tp=1.0	PERIODO DE VIBRACION	
BX=0.8	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sst. porticos de concreto (REGULAR)
RY=0.8		Sst. porticos de concreto (REGULAR)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sst. MUROS ESTRUCTURALES (CI = 45)
Im=1.0	IRREGULARIDAD EN ALTURA	Sst. ALBAÑILERIA CONFINADA (CI = 45)
Isp=1.0	IRREGULARIDAD EN PLANTA	REGULAR
DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN LA ESTRUCTURA:		
Direccion X-X: 5.17 cm		DESPLAZAMIENTOS TOTAL EN EL ULTIMO NIVEL
Direccion Y-Y: 1.02 cm		PERIODO FUNDAMENTAL
		T1: 0.399 segundos
		T2: 0.18 segundos
Direccion Y-Y:		
NIVEL Δ RELATIVO DERIVA (Δ/H)		
cumbro	0.0007 rad < 0.007	
Sero	0.0046 rad < 0.007	
2do	0.0058 rad < 0.007	
1ero	0.0039 rad < 0.007	



ANCLAJE DE BARRAS DE REFUERZO			
Longitud de desarrollo			
φ	fy	f'c	Ld(cm)
3/8"	4200	210	21
1/2"	4200	210	28
5/8"	4200	210	35
3/4"	4200	210	42
1"	4200	210	56

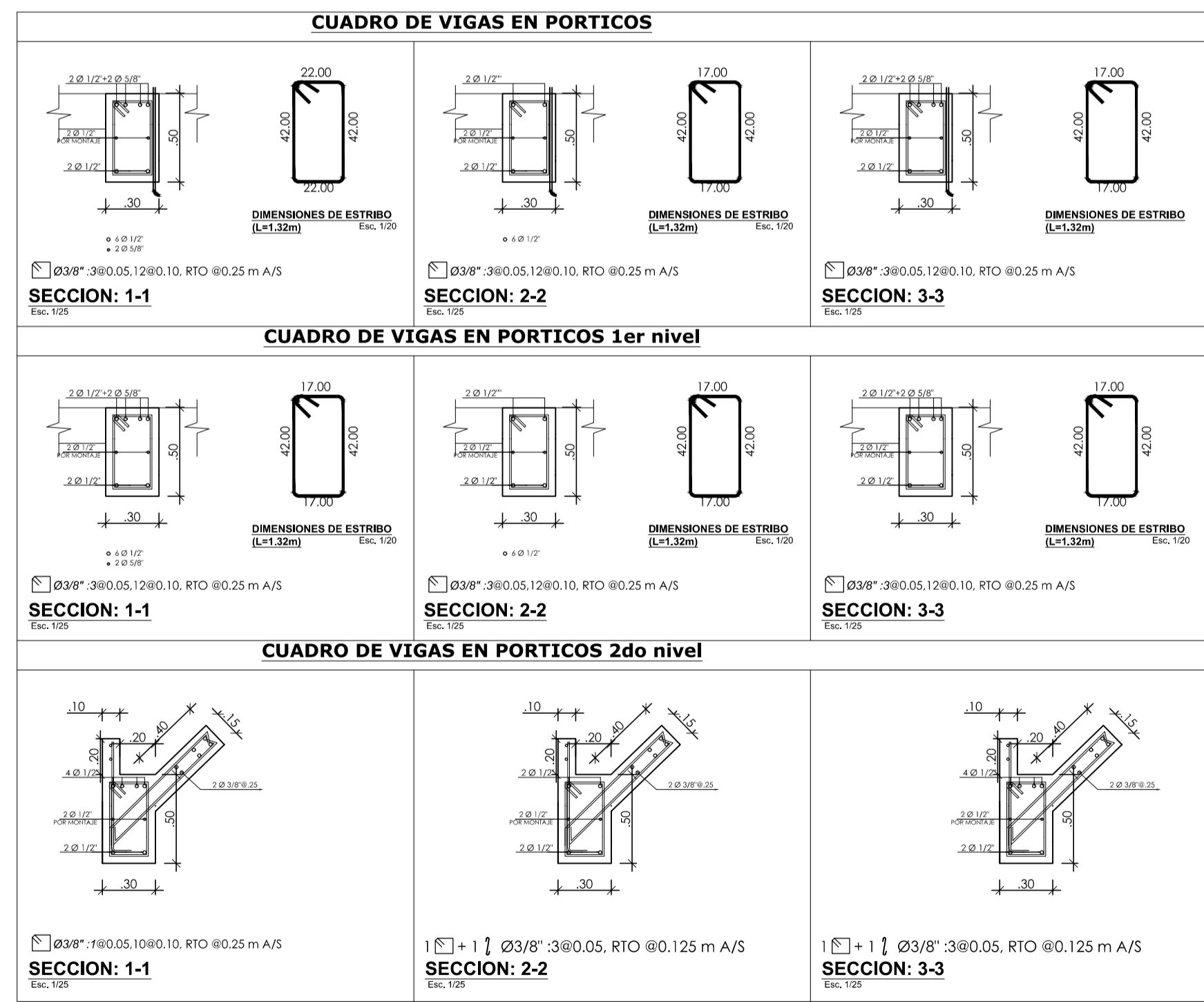
CONTROL DE RESISTENCIA DEL CONCRETO

- POR CADA 30 m³ DE CONCRETO MEZCLADO, SE DEBERÁ TOMAR UNA MUESTRA DEL CONCRETO DE TRES CILINDROS DE 150 x 300 mm, Y NO MENOS DE UNA VEZ AL DIA.
- SE DEBERÁ LLEVAR EL REGISTRO DE LA FECHA DE VACADO, LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES MUESTREADOS Y LA DESIGNACION DE LOS CILINDROS, REVENIMIENTO Y LOS VALORES DE RESISTENCIA OBTENIDOS.

CURADO DEL CONCRETO

- INMEDIATAMENTE DESPUÉS DEL VACADO DEL CONCRETO, SE DEBEN PROTEGER LAS SUPERFICIES EXPUESTAS DE LOS EFECTOS DE LA INTERPERIE, CUBRIENDOLAS CON LÁMINAS PLÁSTICAS Y/O MANTENDOLAS.
- EL CURADO CON AGUA SE INICIARÁ TAN PRONTO EL CONCRETO HAYA ENDURECIDO LO SUFICIENTE.
- TODAS LAS SUPERFICIES DE CONCRETO SE DEBEN MANTENER HÚMEDAS EN FORMA CONSTANTE UN MÍNIMO DE OCHO DIAS.
- SE RECOMIENDA USAR CURADOR QUÍMICO MEMBRANIL TIPO C.

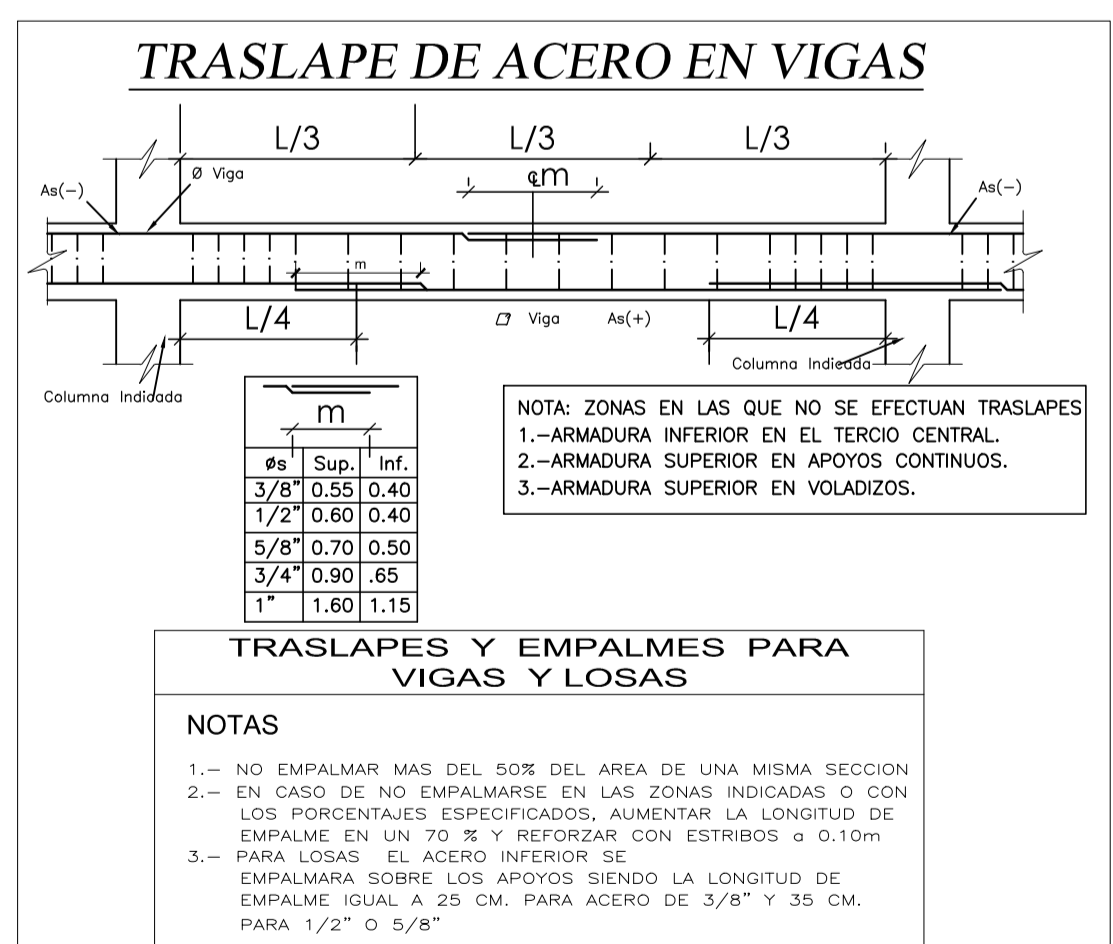
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO SIMPLE	<p>SOLADOS : C - H 1:1:2</p> <p>CIEMENTOS CORRIDOS : C - H 1:1:0 + 30% FG + 8" max.</p> <p>SOBRECIMENTOS : C - H 1:8 + 25% FM + 8" max.</p> <p>FISOS : Fc=140 Kg/cm²</p>
CONCRETO ARMADO	<p>CIMENTACION : Fc=210 Kg/cm²</p> <p>CASSON : Fc=175 Kg/cm²</p> <p>SOBRECIMENTOS : Fc=175 Kg/cm²</p> <p>LOSAS, VIGAS, COLUMNAS : Fc=210 Kg/cm²</p> <p>REFUEZO : fy=4200 Kg/cm²</p>
RECUBRIMIENTOS	<p>ZAFATAS : 7.5 cm.</p> <p>VIGAS DE CIMENTACION Y CONEXION : 5 cm.</p> <p>VIGAS Y COLUMNAS FERRATADAS : 4 cm.</p> <p>VIGAS CHATAS : 2.5 cm.</p> <p>LOSAS : 2.5 cm.</p>
SUELO	<p>RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.92 Kg/cm².</p> <p>SISTEMA ESTRUCTURAL : SISTEMA AFORTICADO DE CONCRETO ARMADO</p> <p>DIRECCION X-X : Deriva (D/h)<0.007</p> <p>DIRECCION Y-Y : SISTEMA AFORTICADO DE CONCRETO ARMADO Deriva (D/h)<0.007</p>
PARAMETROS SISMICOS	<p>FACTOR DE ZONA : 0.25g</p> <p>FACTOR DE USO : 1</p> <p>FACTOR DE SUELO : 1.40</p> <p>PERIODO DEL SUELO : Tp = 1s, Tl = 1.6s</p> <p>FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA : z.X = 8.0, z.Y = 8.0</p>
NORMAS DE DISEÑO	<p>PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN:</p> <p>REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14</p> <p>NTE E.020 - CARGAS</p> <p>NTE E.030 - 2016 - DISEÑO SISMORESISTENTE</p> <p>NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES</p> <p>NTE E.060 - CONCRETO ARMADO</p> <p>NTE E.070 - ALBAÑERIA</p>



CUADRO DE GANCHOS STANDARD MÍNIMOS EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS	
φ	G (cm)
1/4"	8
3/8"	12
1/2"	15
5/8"	20
3/4"	25
1"	30

NOTA:

- EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNA Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.



TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y LOSAS

NOTAS

- 1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- 2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 % Y REFORZAR CON ESTRIBOS a 0.10m
- 3.- PARA LOSAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA ACERO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" o 5/8"

PROYECTO: APLICACION DEL MEF EN EL ANALISIS DEL MEF EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL SISMICO Y VIENTO EN UNA NAVE INDUSTRIAL EN CHACHAPOYAS-2022

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: DETALLES DE VIGAS

ESTUDIANTE: VALDESERVAN LUIS FERNANDO

UBICACION: Departamento : AMAZONAS, Provincia : CHACHAPOYAS, Distrito : CHACHAPOYAS, JR. : LOS ROSALES S/N

ESCALA: INDI-CADA, LAMINA: E-04

FECHA: ENERO 2024

DISEÑO: LVS