

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.



TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL:

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA
INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO
NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA”**

Presentado por:

Bach. CHOQUE ESTAÑA, EDGAR EUGENIO
Bach. JOAQUÍN TICONA, DAVID PIO

Asesorado por:

Ing. Cesar José Avendaño

TACNA - PERÚ

2016

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL:
“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA”

PRESENTADO POR:

Bach. CHOQUE ESTAÑA, EDGAR EUGENIO
Bach. JOAQUÍN TICONA, DAVID PIO

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE:

Ing.

PRIMER MIEMBRO:

Ing.

SEGUNDO MIEMBRO:

Ing.

ASESOR DE TESIS:

Ing. Cesar José Avendaño

TACNA - PERÚ
2016

DEDICATORIA

Esta tesis la dedicamos al Creador, quién supo guiarnos por el buen camino, nos dio fuerzas para seguir adelante y no desmayar en los problemas que se presentaban, enseñándonos a encarar las adversidades sin perder nunca la dignidad ni desfallecer en el intento.

A nuestra familia, quienes por ellos somos lo que somos.

Para nuestros padres por su apoyo, consejos, comprensión, amor, ayuda en los momentos difíciles, y por ayudarnos con los recursos necesarios para estudiar. Nos dieron todo lo que somos como persona, nuestros valores, los principios, el carácter, el empeño, la perseverancia, el coraje para conseguir nuestros objetivos.

*“La dicha de la vida consiste en tener siempre algo que hacer, alguien a quien amar y alguna cosa que esperar”. **Thomas Chalmers***

AGRADECIMIENTO

Nos gustaría que estas líneas sirvieran para expresar el más profundo y sincero agradecimiento a todas aquellas personas que con su ayuda han colaborado en la realización del presente trabajo, en especial al Ing. José Ángel Castillo Hiyane, director de esta investigación, por la orientación, el seguimiento y la supervisión continúa de la misma, pero sobre todo por la motivación y el apoyo recibido a lo largo de estos años.

Especial reconocimiento merece el interés mostrado por nuestro trabajo y las sugerencias recibidas de la Ingeniera y amiga Dina Marlene Cotrado Flores, con la que nos encontramos en deuda por el ánimo infundido y la confianza depositada.

Deseamos hacer extensiva nuestra gratitud a los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por su amistad y colaboración.

También deseamos dar gracias al Ingeniero Esteban Ortega, por su colaboración en el suministro de los datos necesarios para la realización de la parte empírica de esta investigación.

A todos ellos, muchas gracias.

INTRODUCCIÓN

Debido a la creciente demanda del sector minero en nuestro país, se hace preciso brindar una infraestructura funcional, por tales motivos se hace necesario implementar estas edificaciones con un diseño adecuado (, este tipo de edificaciones pertenece al tipo industrial, aunque debido a que existe un vacío en nuestro reglamento nacional de edificaciones para este tipo de construcciones, si lo comparamos con las normas extranjeras, específicamente a lo concerniente a diseño estructural. Debemos recurrir preferentemente a normativas americanas.

El diseño estructural tiene un papel importante al momento de empezar un proyecto de infraestructura, pues de la buena aplicación de este dependerá la economía del proyecto a ejecutar.

Debido a esto decidimos desglosar paso a paso la aplicación de estas normativas, e ir comparándolas con nuestra normativa nacional, de esta manera pudimos identificar marcadas diferencias, desde elegir los casos de carga en el análisis estructural, hasta la elección del método de diseño los distintos elementos al realizar el diseño estructural.

La presente Tesis tiene un enfoque aplicativo, esperando pueda servir de guía o consulta para quienes deseen empezar en una rama tan amplia como es el diseño estructural de edificaciones industriales.

ÍNDICE

ÍNDICE	Pág. 06
Índice de figuras	Pág. 11
Índice de Tablas	Pág. 15
Introducción	Pág. 05
CAPITULO I	
1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	Pág. 16
1.1 Planteamiento del problema	Pág. 16
1.2 Justificación y antecedentes	Pág. 16
1.3 Objetivos de la investigación	Pág. 18
1.3.1 Objetivo General	Pág. 18
1.3.2 Objetivos específicos	Pág. 18
CAPITULO II	
2 PUENTE GRÚA	Pág. 19
2.1 Clasificaciones de Grúas	Pág. 20
2.1.1 Clase a (servicio detenido o infrecuente)	Pág. 21
2.1.2 Clase b (servicio liviano)	Pág. 21
2.1.3 Clase c (servicio moderado)	Pág. 21
2.1.4 Clase d (servicio pesado)	Pág. 22
2.1.5 Clase e (servicio severo)	Pág. 22
2.1.6 Clase f (servicio severo continuo)	Pág. 22
2.1.7 Clase de Servicio de Grúa Según Clase y Ciclos	Pág. 23
2.2 Clasificación Según sus Características y Prestaciones	Pág. 24

2.2.1 Puente Grúa Monorriel	Pág. 24
2.2.2 Puente grúa birriel	Pág. 25
2.3 Elementos de un puente grúa	Pág. 27

CAPITULO III

3 FUNDAMENTO TEÓRICO	Pág. 29
3.1 Códigos, Normas y Guías Utilizadas	Pág. 29
3.1.1 Crane Manufacturers Association of America (CMAA)	Pág. 30
3.1.2 The Uniform Building Code (UBC 1997)	Pág. 30
3.1.3 The International Building Code (IBC 2012)	Pág. 32
3.1.4 AISE Technical Report N°13	Pág. 33
3.1.5 AISC Design Guide 7	Pág. 33
3.1.6 CISC Guide for the Design of Crane	Pag. 33
3.1.7 AISC ASD 89	Pág. 34
3.1.8 American Concrete Institute – ACI 318M-11	Pág. 34
3.1.9 Código o Norma Peruana –RNE	Pág. 35

CAPITULO IV

4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	Pág. 36
4.1 Descripción del Proyecto	Pág. 36
4.2 Propiedades de los Materiales	Pág. 36
4.2.1 Materiales Utilizados	Pág. 36
4.2.2 Mecánica de Suelos	Pág. 38
4.2.3 Capacidad Portante del Suelo	Pág. 38
4.2.4 Cálculo de asentamientos	Pág. 39

4.3	Condiciones de Carga	Pág. 41
4.3.1	Peso Propio de la Estructura y Cargas Muertas	Pág. 41
4.3.2	Sobrecarga de Techo y Carga Viva	Pág. 41
4.3.3	Cargas de Viento	Pág. 43
4.3.3.1	Carga de Viento Según IBC 2012	Pág. 43
4.3.3.2	Carga de Viento Según UBC 1997	Pág. 47
4.3.3.3	Carga de Viento Según Norma E – 020	Pág. 53
4.3.4	Solicitud Sísmica Horizontal	Pág. 54
4.3.4.1	Fuerza Cortante Basal Sísmica Según IBC 2012	Pág. 57
4.3.4.2	Fuerza Cortante Basal Sísmica Según UBC 1997	Pág. 60
4.3.4.3	Fuerza Cortante Basal Sísmica Según Norma E – 030	Pág. 62
4.3.4.4	Espectro de Diseño Según IBC-2012	Pág. 64
4.3.4.5	Espectro de Diseño Según UBC-1997	Pág. 66
4.3.4.6	Espectro de Diseño Según Norma E – 030	Pág. 68
4.3.5	Solicitud Puente Grúa	Pág. 70
4.3.5.1	Cargas del Puente Grúa	Pág. 71
4.4	Estructuración	Pág. 78
4.4.1	Modelo Computacional	Pág. 78
4.4.2	Solicitaciones	Pág. 80
4.4.3	Características de los Materiales	Pág. 81
4.4.4	Peso Propio y Carga Muerta	Pág. 83
4.4.5	Cargas Vivas	Pág. 86
4.4.6	Cargas de Viento	Pág. 89
4.4.7	Puente Grúa	Pág. 92
4.4.8	Fuerza Sísmica Horizontal Estática	Pág. 97
4.4.8.1	Cálculo del Peso de Edificación	Pág. 97

4.4.8.2	Cálculo de Cortante Basal	Pág. 97
4.4.8.3	Distribución de la Fuerza Cortante en Altura	Pág. 98
4.4.8.4	Cálculo de las Excentricidades Accidentales	Pág. 98
4.4.8.5	Centro de Masas Finales	Pág. 99
4.4.9	Análisis Sísmico Dinámico	Pág. 99
4.4.9.1	Modelamiento	Pág. 99
4.4.9.2	Asignación de Espectro de pseudo-aceleración en el Modelo	Pág. 100
4.4.9.3	Resultados del Análisis Sísmico Dinámico	Pág. 101
4.4.9.3.1	Periodos, Frecuencia y Masa Participativa	Pág. 101
4.4.9.3.2	Comprobación de Masas y Pesos	Pág. 102
4.4.9.3.3	Desplazamiento y Distorsiones	Pág. 102
4.4.9.3.4	Fuerza Cortante Basal Estática Reducida	Pág. 103
4.4.9.3.5	Fuerza Cortante Basal Dinámica	Pág. 104
4.4.9.3.6	Factor de Escala para Cortante Basal de Diseño	Pág. 104

CAPITULO V

5	DISEÑO ESTRUCTURAL	Pág. 105
5.1	Combinaciones de Carga	Pág. 105
5.1.1	Combinaciones para Diseño en Acero Estructural	Pág. 106
5.1.2	Combinaciones para Diseño en Concreto Armado	Pág. 106
5.1.3	Combinaciones para Verificación de la Albañilería	Pág. 107
5.1.4	Combinaciones para esfuerzos en la cimentación y su diseño	Pág. 107
5.2	Elementos de Acero Estructural	Pág. 108
5.2.1	Viga Carrilera	Pág. 109
5.2.2	Columnas	Pág. 118

5.2.3 Apoyos	Pág. 124
5.3 Elementos de Concreto Armado	Pág. 125
5.3.1 Losa Maciza	Pág. 129
5.3.2 Vigas	Pág. 132
5.3.3 Columnas	Pág. 135
5.3.4 Zapatas	Pág. 159
5.4 Elementos de Albañilería	Pág. 162
5.4.1 Esfuerzo Cortante y Tracción Diagonal	Pág. 162
5.4.2 Aplastamiento	Pág. 164

CAPITULO VI

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	Pág. 165
6.1 Conclusiones	Pág. 165
6.2 Recomendaciones	Pág. 166

CAPITULO VII

7 ANEXO	Pág. 167
7.1 Bibliografía	Pág. 167
7.2 Estudio de Suelos	Pág. 168
7.3 Planos	Pág. 180

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Isométrica grúa puente monorriel con polipasto	Pág. 19
Figura 2 Puente grúa monorriel	Pág. 24
Figura 3 Puente grúa birriel	Pág. 25
Figura 3.1 Vigas de perfil laminado	Pág. 25
Figura 3.2 Vigas formadas de plancha de acero	Pág. 26
Figura 3.3 Perfil de unión de plancha metálica y ángulos	Pág. 26
Figura 3.4 Vigas de celosía	Pág. 26
Figura 3.5 viga de tipo cajón	Pág. 26
Figura 4 Elementos de puente grúa	Pág. 28
Figura 5 Deformación del concreto no confinado	Pág. 36
Figura 6 Deformación del acero	Pág. 37
Figura 7 Factores de forma	Pág. 48
Figura 8 Presión del viento en pórtico	Pág. 49
Figura 9 Detalle de tijeral	Pág. 52
Figura 10 Oscilador simple	Pág. 55
Figura 11 Acelerograma	Pág. 56
Figura 12 Modos de vibracion	Pág. 56
Figura 13 Espectro IBC	Pág. 65
Figura 14 Espectro de diseño	Pág. 65
Figura 15 Espectro respuesta de diseño	Pág. 66

Figura 16 Espectro respuesta UBC	Pág. 67
Figura 17 Espectro de diseño UBC	Pág. 67
Figura 18 Espectro respuesta pseudo-aceleracion	Pág. 68
Figura 19 Solicitacion puente grúa	Pág. 70
Figura 20 Cargas del puente grua	Pág. 71
Figura 21 Planta puente grua	Pág. 73
Figura 22 Reacciones	Pág. 73
Figura 23 Carga lateral de un puente grua	Pág. 75
Figura 24 Maxima carga vertical de un puente grua	Pág. 75
Figura 25 Peso propio del puente grua	Pág. 76
Figura 26 Impacto vertical de un puente grua	Pág. 76
Figura 27 Traccion longitudinal de un puente grua	Pág. 77
Figura 28 Vista del modelo tridimensional	Pág. 79
Figura 29 Carga de coberturas sobre tijeral	Pág. 83
Figura 30 Carga muerta de tabiques	Pág. 84
Figura 31 Carga muerta de piso terminado	Pág. 85
Figura 32 Carga viva distribuida puntualmente en el tijeral	Pág. 86
Figura 33 Carga viva distribuida en planchas de acero removibles	Pág. 87
Figura 34 Carga viva de según la norma e-020	Pág. 88
Figura 35 Cargas de viento que intervienen en la cobertura	Pág. 89
Figura 36 Cargas de viento en los porticos y-y	Pág. 90
Figura 37 Cargas de viento en los porticos x-x	Pág. 91

Figura 38 Cargas producidas por el peso muerto del puente grua	Pág. 92
Figura 39 Maxima carga vertical producida por el puente grua	Pág. 93
Figura 40 Cargas de impacto vertical del puente grua	Pág. 94
Figura 41 Carga lateral debido al funcionamiento del puente grua	Pág. 95
Figura 42 Carga de tracción longitudinal, del puente grua	Pág. 96
Figura 43 Fuerzas horizontales	Pág. 98
Figura 44 Modelamiento de fuerzas horizontales	Pág. 99
Figura 45 Asignacion de espectro de pseudo aceleracion	Pág. 99
Figura 46 Diagramas de esfuerzos que actuan en la columnas comb 3b	Pág. 119
Figura 47 Diagramas de esfuerzos que actuan en la columnas comb 7b	Pág. 122
Figura 48 Bloque equivalente de compresiones	Pág. 125
Figura 49 Diagrama de interaccion nominal y de diseño	Pág. 127
Figura 50 M 1-1 en envolvente	Pág. 129
Figura 51 V 2-2 en envolvente	Pág. 129
Figura 52 Acero calculado según programa SAFE V12.3.2 x-x	Pág. 130
Figura 53 M 2-2 en envolvente	Pág. 130
Figura 54 V 1-1 en envolvente	Pág. 131
Figura 55 Acero calculado según programa SAFE V12.3.2 y-y	Pág. 131
Figura 56 Momento 3-3 en envolvente 2° nivel	Pág. 132
Figura 57 Cortante 2-2 en envolvente 2° nivel	Pág. 132
Figura 58 Diseño de acero longitudinal	Pág. 133
Figura 59 Momento 3-3 en envolvente 1° nivel	Pág. 133

Figura 60 Cortante 2-2 en envolvente 1° nivel	Pág. 134
Figura 61 Diseño de acero longitudinal	Pág. 134
Figura 62 Vista tridimensional de cimentacion	Pág. 159
Figura 63 Vista en planta de zapatas aisladas	Pág. 160
Figura 64 Esfuerzos maximos en zapatas	Pág. 160
Figura 65 Acero requerido en zapata	Pág. 161
Figura 66 Asentamiento de zapatas	Pág. 161
Figura 67 Esfuerzos cortante, esfuerzos producidos por sismo x-x	Pág. 162
Figura 68 Esfuerzos cortante, esfuerzos producidos por sismo y-y	Pág. 162
Figura 69 Traccion diagonal, esfuerzos producidos por sismo x-x	Pág. 163
Figura 70 Traccion diagonal, esfuerzos producidos por sismo y-y	Pág. 163
Figura 71 Aplastamiento, esfuerzos producidos por gravedad	Pág. 164

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Definición de CMAA para clase de servicio de grúas	Pág. 23
Tabla 2 Presión básica del viento (q_s)	Pág. 47
Tabla 3 Calculo del coeficiente de exposición (C_e)	Pág. 48
Tabla 4 Presión del viento en tijeral	Pág. 51
Tabla 5 Tijeral central	Pág. 51
Tabla 6 Tijeral lateral	Pág. 51
Tabla 7 Carga de gravedad en cada tijeral	Pág. 52
Tabla 8 Carga exterior de viento	Pág. 53
Tabla 9 Espectro IBC	Pág. 65
Tabla 10 Diseño de espectro de diseño según UBC 1997	Pág. 66
Tabla 11 Diseño de espectro de diseño según RNE E-030	Pág. 69
Tabla 12 Calculo de peso de la edificación	Pág. 97
Tabla 13 Distribución de la fuerza cortante en altura	Pág. 98
Tabla 14 Periodos, Frecuencia y masa participativa	Pág. 101
Tabla 15 Comprobación de cargas gravitacionales, cargas muertas	Pág. 102
Tabla 16 Comprobación de cargas gravitacionales, cargas vivas	Pág. 102
Tabla 17 Desplazamientos y distorsiones x-x	Pág. 102
Tabla 18 Desplazamientos y distorsiones y-y	Pág. 103
Tabla 19 Fuerza cortante basal estática reducida	Pág. 103
Tabla 20 Fuerza cortante basal dinamica	Pág. 104

CAPITULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

I PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el sur del Perú se tiene la presencia de varias compañías industriales mineras, así mismo existe la tendencia del crecimiento de plantas industriales. Que tienen todas una dificultad en común, el poseer un sistema para elevar y transportar adecuadamente objetos de gran peso a diferentes niveles de elevación y transporte horizontal. En especial para las refinerías las cuales a diario requieren trasladar y movilizar maquinarias, equipos, insumos y/o productos.

Es posible aplicar el mismo sistema de transporte en otros rubros industriales, tales como almacenes, fábricas, plantas automotrices, plantas de procesamiento, etc.

1.2 JUSTIFICACIÓN Y ANTECEDENTES

El enfoque del Proyecto, es el análisis y diseño de un edificio industrial pesado con un puente grúa de 5 toneladas de capacidad de levante y que posee 3 niveles, con lo cual las fábricas y plantas industriales podrán elevar, descender y transportar cualquier tipo de objeto de gran peso que no supere las 5 toneladas; evitando de esta manera que se vea afectada la salud física del personal, así como el tiempo para realizar las múltiples funciones, el cual se disminuirá considerablemente; teniendo un mayor aprovechamiento del espacio al utilizar el área de cada nivel de manera adecuada, haciendo a la estructura funcional. Además, se tomará en cuenta el comportamiento dinámico de la edificación para un diseño estructural adecuado de sus elementos.

En el Perú el diseño estructural de edificaciones, se debe cumplir las condiciones mínimas del Reglamento Nacional de Edificaciones, las cuales brinda los parámetros necesarios para que la edificación tenga un buen comportamiento estructural, todas estas pueden ser aplicadas para edificaciones convencionales.

En el Perú no se cuenta con una normativa específica para diseño y análisis de edificios industriales livianos y pesados, es por ello que en este proyecto hemos optado por utilizar Códigos, Normas y Guías Americanas estandarizadas, entre los principales podemos mencionar:

- Uniform Building Code (**UBC**), 2012 Edition.
- International Building Code (**IBC**), 2012 Edition.
- American Society for Testing and Materials (**ASTM**).
- Association of Iron and Steel Engineers, **Technical Report N°13**- Guide for the Design and Construction of Mill Buildings.
- American Society of Civil Engineers **ASCE 7** Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (**ACI 318**) y Comentario.
- American Institute of Steel Construction's "Allowable Stress Design and Plastic Design Specification for Structural Steel Buildings", **AISC-ASD 9th Edition** (AISC 1989)
- Crane Manufacturers Association of America (**CMAA 78-2002**).

Es por esto que en este Proyecto se pretende utilizar estos códigos, comparándolos con el Reglamento Nacional de Construcciones (RNE), (Perú).

Como antecedentes de la presente tesis se tienen:

- La Tesis Titulada "Proyecto Estructural de un Sistema para Soportar una Grúa Viajera", realizada por el Ing. Israel Arturo Maldonado Jiménez.
- La Tesis Titulada "Análisis de los Esfuerzos en Forma Analítica y Experimental del Puente de Una Grúa Tipo Mono puente con Capacidad de 20 Toneladas", realizada por el Ing. Díaz Laguna Edwin René y el Ing. Fuentes Coutiño Jesús Adrián.
- La Tesis Titulada "Diseño de un Puente Grúa Tipo de 5 Toneladas de Capacidad para la Industria Metalmeccánica", realizada por el Ing. César Sebastián Silva Proaño y el Ing. Santiago Cicerón Morales Gordon.
- La Tesis Titulada "Diseño Estructural de Pórtico Metálico para Nave Industrial con Puente Grúa", realizada por el Ing. Altamirano Altamirano Wilson Jhon y el Ing. Aragón Arcentales Juan Gabriel.

Trabajo de Fin de Máster "Diseño, Cálculo y Comprobación de Unión Soldada en Viga de Puente Grúa de Alma Doble", realizada por el Ing. Francisco J. Fraile Griborio.

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Objetivo General

Realizar un análisis y diseño estructural comparativo de un edificio industrial pesado con un puente grúa de 5 toneladas de capacidad de levante aplicando normatividad peruana y americana, en el departamento de Tacna. Para diferentes actividades de una planta industrial de 3 niveles, conformada por un sistema estructural combinado de pórticos rígidos de concreto armado y muros albañilería en los dos primeros niveles y acero estructural en el tercer nivel.

1.3.2 Objetivos Específico

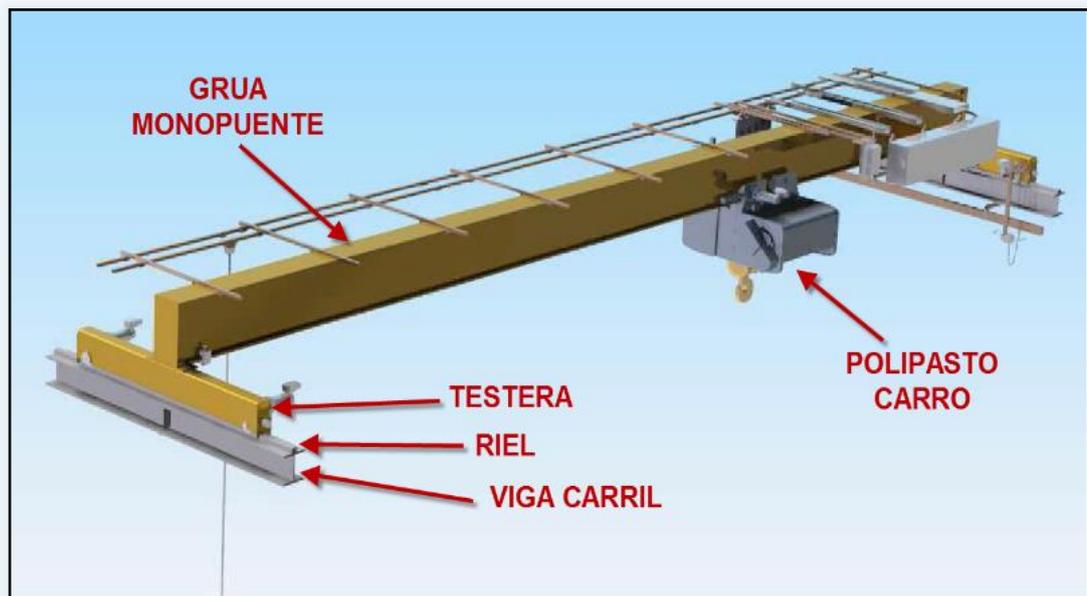
- Realizar un análisis estructural tomando en cuenta el comportamiento dinámico de la edificación, comparando el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) E.020 “cargas” E.030 “diseño sismoresistente”, Uniform Building Code 1997 (**U.B.C 97**), International Building Code (**IBC**), 2012 Edition y AISC Manual of Steel Construction; el modelo computacional se desarrollará con el programa de cálculo SAP2000 v15.2.
 - Realizar el diseño de concreto armado comparando el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) E.060 y el A.C.I. 318.
 - Realizar el diseño de la estructura metálica comparando el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) E.090 y Allowable Stress Design 9th Edition, ASD, (1989).
 - Verificar que la estructura cumpla con los requerimientos mínimos permisibles en las condiciones más desfavorables.
-

CAPITULO II ***PUENTE GRÚA***

2 PUENTE GRÚA

Un puente-grúa, es un tipo de grúa que se utiliza en fábricas e industrias, para izar y desplazar cargas pesadas, permitiendo que se puedan movilizar piezas de gran porte en forma horizontal y vertical. Un puente-grúa se compone de un par de rieles paralelos ubicados a gran altura sobre los laterales del edificio con un puente metálico (viga) desplazable que cubre el espacio entre ellas. El Polipasto, es el dispositivo de izaje de la grúa, se desplaza junto con el puente sobre el cual se encuentra; el polipasto a su vez se encuentra alojado sobre otro riel que le permite moverse para ubicarse en posiciones entre los dos rieles principales.

FIGURA 1: ISOMÉTRICA GRÚA PUENTE MONORRIEL CON POLIPASTO



Las causas principales por el que este tipo de grúa es más utilizada que otros tipos de grúas se podrían englobar en:

- Mayor aprovechamiento de la superficie, al no ocupar la zona de trabajo con columnas.
- Mayor aprovechamiento en altura, debido a que el elemento de elevación va situado por la parte superior de la estructura de la grúa.

- Capacidad para el movimiento de grandes cargas, por su construcción.
- Gran capacidad de movilidad y regulación de velocidades.
- Posibilidad de instalar varias grúas en el mismo recinto para realizar trabajos simultáneos de forma combinada.

2.1 CLASIFICACIONES DE GRÚAS

Las clases de servicio han sido establecidas de manera que la grúa más económica para la instalación pueda ser establecida en conformidad con la Especificación No. 78 de CMAA 2002.

La clasificación del servicio de grúas está basada en el espectro de carga que refleja las condiciones reales de servicio de manera tan cercana como sea posible.

El espectro de la carga es un medio efectivo, que es distribuido uniformemente sobre una escala de probabilidades y es aplicada al equipo a una frecuencia especificada. La selección del componente de tamaño adecuado para la grúa para efectuar una función dada está determinada por las magnitudes variables de la carga y los ciclos de carga dados, los que pueden ser expresados en el factor de carga media efectiva.

$$K = \sqrt[3]{(W_1)^3 P_1 + (W_2)^3 P_2 + (W_3)^3 P_3 + \dots (W_n)^3 P_n}$$

Donde:

W = Magnitud de la carga; expresada como porcentaje de cada carga levantada a la capacidad nominal. La operación sin carga levantada y el peso de cualquier aparato adjunto debe ser incluida.

P = La probabilidad de la carga; expresada como porcentaje de los ciclos bajo cada condición de magnitud de carga a los ciclos totales. La suma total de las probabilidades de carga P, debe igualar 1.0.

K = Factor de carga media efectiva. (Usado para establecerla clase de servicio de la grúa solamente).

Todas las clases de grúas son afectadas por las condiciones de operación, por lo tanto, para el propósito de las clasificaciones, se asume que la grúa estará operando a temperatura ambiente normal -17.8° a 40°C y en normales

condiciones atmosféricas (libre de polvo, humedad y humos corrosivos en exceso).

Las grúas pueden estar clasificadas en grupos de carga, de acuerdo a las condiciones de servicio de la parte más severamente cargada de la grúa. Las partes individuales que están claramente separadas del resto, o que forman una unidad estructural de una sola pieza, pueden ser clasificadas en diferentes grupos de carga si las condiciones de servicio son conocidas en totalidad.

2.1.1 CLASE A (SERVICIO DETENIDO O INFRECUENTE).

Esta clase de servicio cubre las grúas que pueden ser usadas en instalaciones tales como centrales eléctricas, servicios públicos, salas de turbinas, salas de motores y estaciones transformadoras, donde se requiere de una manipulación precisa del equipo a bajas velocidades con largos períodos de ocio entre los levantes. Las cargas a capacidad pueden ser manipuladas por la instalación inicial del equipo y para el mantenimiento infrecuente.

2.1.2 CLASE B (SERVICIO LIVIANO)

Este servicio cubre las grúas que pueden ser usadas en talleres de reparación, operaciones de montaje liviano, servicio de edificios, bodegaje liviano, etc., donde los requerimientos de servicio son livianos y la velocidad es lenta. Las cargas pueden variar desde sin carga a cargas nominales totales ocasionales, con dos a cinco levantes por hora, promediando 10 pies por levante.

2.1.3 CLASE C (SERVICIO MODERADO)

Este servicio cubre las grúas que pueden ser usadas en talleres de tornos o salas de máquinas de molinos de papel, etc., donde los requerimientos de servicio son moderados. En este tipo de servicio la grúa puede manipular cargas que promedien un 50% de la capacidad nominal con 5 a 10 levantes por hora, promediando 15 pies, sin exceder el 50% del levante a capacidad nominal.

2.1.4 CLASE D (SERVICIO PESADO)

Este servicio cubre las grúas que pueden ser usadas en talleres de máquinas pesadas, fundiciones, plantas de fabricación, bodegas de acero, patios de contenedores, molinos de madera, etc., y operaciones estándares de trabajo con canasta e imán donde se requiere una producción de trabajo pesado. En este tipo de servicio, las cargas que se aproximan al 50% de la capacidad nominal serán manipuladas en forma constante durante el período de trabajo. Altas velocidades son deseables para este tipo de servicio con 10 a 20 levantes por hora, promediando 15 pies, sin exceder el 65% de los levantes a capacidad nominal.

2.1.5 CLASE E (SERVICIO SEVERO)

Este tipo de servicio requiere de una grúa capaz de manipular cargas que se aproximan a la capacidad nominal a través de toda su vida. Las aplicaciones pueden incluir grúas con imán, canasta o una combinación de imán/canasta, para patios de desechos, molinos de cemento, molinos de madera, plantas fertilizantes, manipulación de contenedores, etc., con veinte o más levantes por hora a o alrededor de la capacidad nominal.

2.1.6 CLASE F (SERVICIO SEVERO CONTINUO)

Este tipo de grúa requiere de una grúa capaz de manipular cargas que se aproximan a la capacidad nominal en forma continua bajo severas condiciones de servicio a lo largo de toda su vida. Las aplicaciones pueden incluir grúas de especialidad diseñadas para el cliente, esenciales para efectuar las tareas de trabajo crítico que afectan la instalación de producción completa. Estas grúas pueden proveer la más alta confiabilidad con atención especial para facilitar las características de mantenimiento.

2.1.7 CLASE DE SERVICIO DE GRÚA SEGÚN CLASE Y CICLOS DE CARGA

La definición de CMAA para la clase de servicio de grúas en términos de clase de carga y ciclos de carga, se muestra en la Tabla.

TABLA 1
DEFINICIÓN DE CMAA PARA CLASE DE SERVICIO DE GRÚAS
EN TÉRMINOS DE CLASE DE CARGA Y CICLOS DE CARGA

CLASE DE CARGA	CICLOS DE CARGA				K= FACTOR DE CARGA MEDIA EFECTIVA
	N1	N2	N3	N4	
L1	A	B	C	D	0.35 – 0.53
L2	B	C	D	E	0.531 – 0.67
L3	C	D	E	F	0.671 – 0.85
L4	D	E	F	F	0.851 – 1.00
	Uso irregular, ocasional seguido por largos períodos de ocio	Uso regular en operación intermitente	Uso regular en operación continua	Uso regular en operación severa continua	

CLASES DE CARGA:

L1 = Grúas que levantan la carga nominal en forma excepcional y, normalmente, cargas muy livianas.

L2 = Grúas que raramente levantan la carga nominal, y las cargas normales son de alrededor de 1/3 de la carga nominal.

L3 = Grúas que levantan la carga nominal con bastante frecuencia y en forma normal, las cargas son entre 1/3 y 2/3 de la carga nominal.

L4 = Grúas que regularmente son cargadas a cerca de la carga nominal.

CICLOS DE CARGA/VIDA DE LA GRÚA

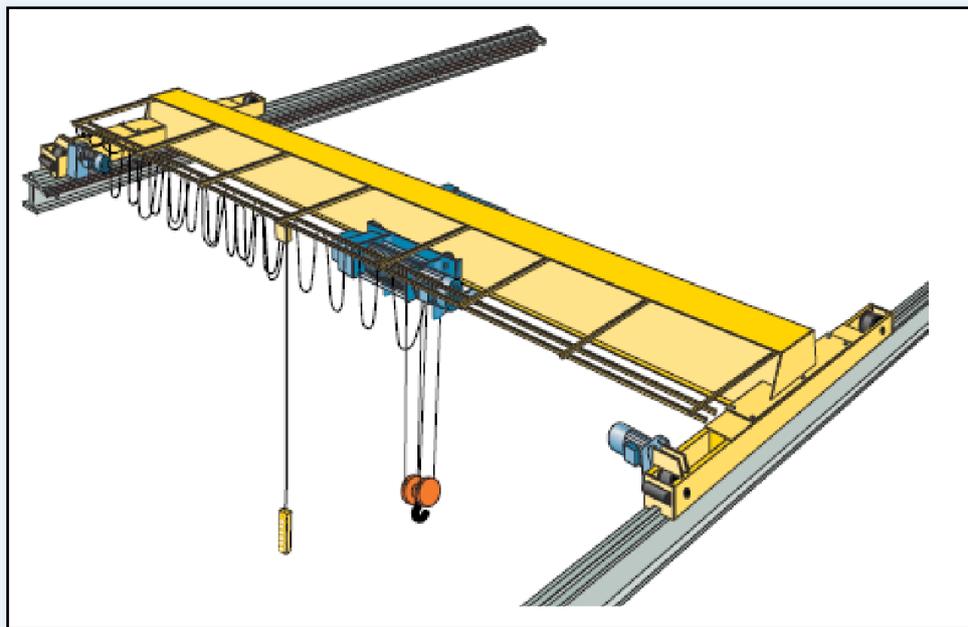
N1	20.000 a 100.000 ciclos
N2	100.000 a 500.000 ciclos
N3	500.000 a 2.000.000 ciclos
N4	Sobre 2.000.000 de ciclos

2.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN SUS CARACTERÍSTICAS Y PRESTACIONES

2.2.1 PUENTE GRÚA MONORRIEL

El puente grúa monorriel está conformado por una sola viga y constituye una solución eficaz para el movimiento de cargas cuando es necesario aprovechar toda la altura disponible del local, y el edificio no es extremadamente ancho. Los puentes grúa de este tipo disponen de doble velocidad en todos los movimientos (elevación, traslación del carro y traslación del puente) y se encuentran equipados con polipastos como se puede apreciar en la siguiente figura.

FIGURA 2: PUENTE GRÚA MONORRIEL.



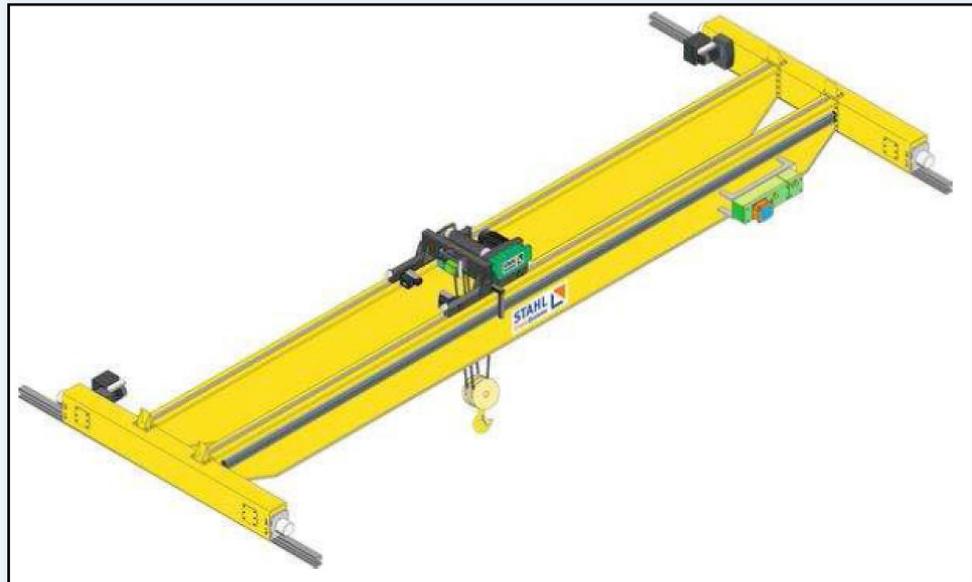
Presentan capacidades desde 1 hasta 25 toneladas y ofrecen la mejor relación prestación/servicio.

El puente grúa monorriel puede ser a su vez:

2.2.2 PUENTE GRÚA BIRRIEL

Consta de un acople de doble viga en el cual se apoya el carro que sustenta el polipasto. Este modelo permite alcanzar la máxima altura del gancho, es ideal para cargas elevadas o naves con luz media o grande, y la capacidad total de carga puede alcanzar las 100 Ton.

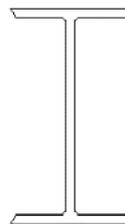
FIGURA 3: PUENTE GRÚA BIRRIEL



Se pueden citar las siguientes características con respecto a este modelo:

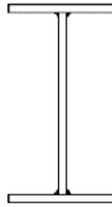
- El carro se traslada sobre rieles soldadas en la parte superior de las dos vigas.
- La carga se distribuye igualmente sobre las dos vigas.
- Las vigas utilizadas pueden ser de los siguientes tipos:
 - Vigas de perfil laminado

FIGURA 3.1: Vigas de Perfil Laminado



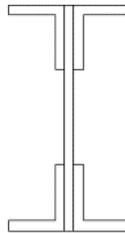
- Vigas formadas de plancha de acero

FIGURA 3.2: Vigas formadas de plancha de acero



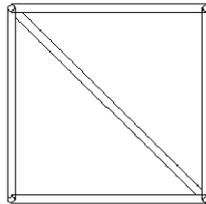
- Vigas formadas de plancha y ángulos

FIGURA 3.3: Perfil conformado por la unión de plancha metálica y ángulos



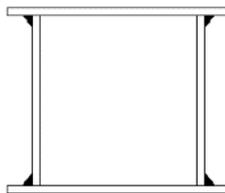
- Vigas de Celosía

FIGURA 3.4: Vigas de Celosía



- Vigas de tipo Cajón

FIGURA 3.5: Viga de tipo cajón



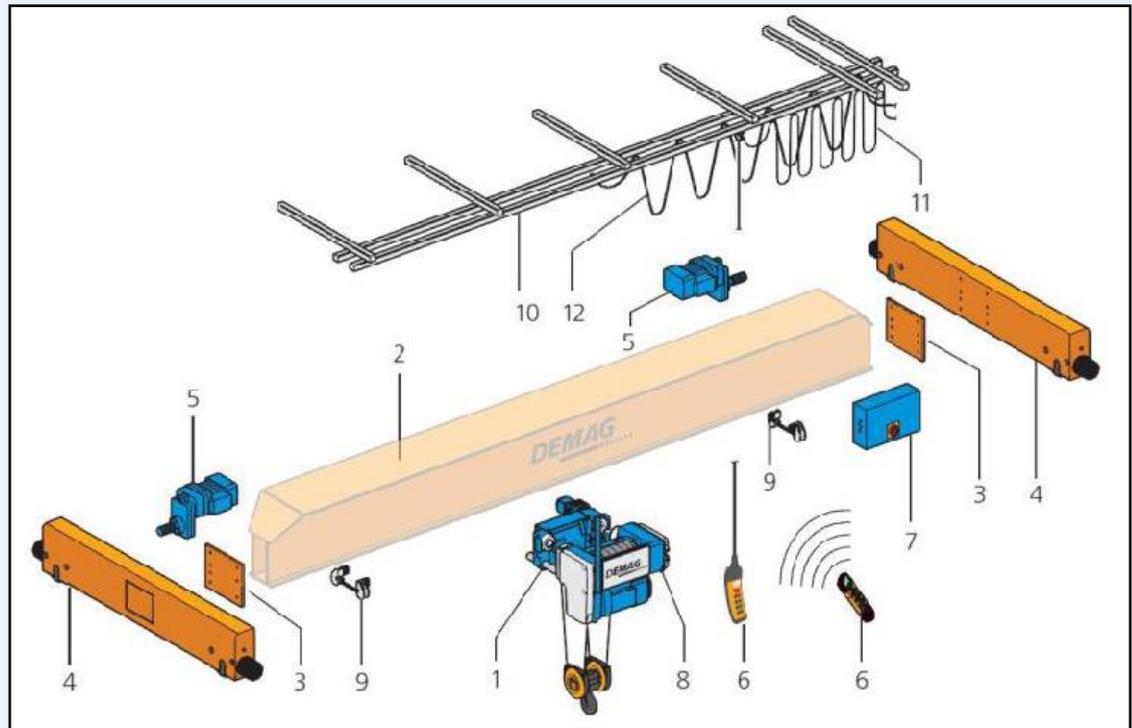
Las grúas de doble viga son en general más caras, tanto en su parte estructural, que requiere mayor cantidad de material, como en su parte electromecánica. Aunque el costo adicional se compensa con mejores condiciones de estabilidad en comparación a las grúas monorriel.

2.3 ELEMENTOS DE UN PUENTE GRÚA

La estructura principal del puente grúa es, por normal general, bastante genérica para todos los tipos de puente grúa. Se caracteriza porque en la gran mayoría de los casos contiene los siguientes elementos:

1. Polipasto o carro móvil principal
 2. Viga principal de la grúa
 3. Chapas de unión
 4. Vigas testeras o testeros
 5. Motor de traslación del puente
 6. Mando de control cableado o radio control
 7. Equipamiento eléctrico de la grúa
 8. Equipamiento eléctrico del carro principal
 - Con interruptor de límite de izado
 - Con detector de carga
 9. Gancho de amortiguación
 10. Montaje del riel C
 11. Fuente de alimentación eléctrica
 12. Cable alimentación eléctrica
-

FIGURA 4: ELEMENTOS DE PUENTE GRÚA



VIGA PRINCIPAL

Es el miembro principal soportante de la carga. Está constituido por perfiles estructurales cargados transversalmente al eje de la viga generando esfuerzos de flexión.

POLIPASTO O CARRO PRINCIPAL

El carro principal o simplemente carro se trata del mecanismo encargado de elevar, descender o mover la carga a lo largo de la viga principal.

VIGAS TESTERAS

Las vigas testeras o simplemente testeros son las vigas laterales sobre las que descansa la viga principal. Deslizan sobre una superficie o ruedan sobre un carril y su función es la de derivar los esfuerzos provenientes de la viga principal a los apoyos. Dentro de ellas se alojan las ruedas que sirve de apoyo a la estructura.

CAPITULO III

FUNDAMENTO TEÓRICO

3 FUNDAMENTO TEÓRICO

3.1 CÓDIGOS, NORMAS Y GUÍAS UTILIZADAS

Cada material suele tener su propio código (acero, concreto, madera, albañilería, etc.). Existe un grupo de códigos generales aplicables a todos los materiales, por ejemplo, en el Perú existen, entre otras, la Norma de Cargas E-020, la Norma de Diseño Sismo resistente E-030, la Norma de Suelos y Cimentaciones E-050, la Norma de Concreto Armado E-060, la Norma de Albañilería E-070, la Norma de Estructuras Metálicas E-090. Estas se denominan Normas Técnicas de Edificación y forman parte del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Los códigos o normas establecen los Requisitos Mínimos que deben cumplir las estructuras, el material, los refuerzos y el diseño. Las normas establecen los niveles mínimos de seguridad que debe tener una estructura o elemento estructural. Además, intentan asegurar que los niveles de seguridad sean más o menos uniformes, es decir, varias estructuras similares diseñadas por distintos ingenieros para un mismo grupo de acciones o solicitaciones y con un mismo código, deberían tener niveles mínimos de seguridad similares.

Los códigos suelen ser una ayuda para el ingeniero, sin embargo, las disposiciones contenidas en ellos no deben seguirse ciegamente, es preciso entender el porqué de ellas para poder aplicarlas correctamente, ya que usualmente se han derivado para las situaciones más comunes que no pueden extra ponerse a cualquier caso.

Para elaborar el presente proyecto se ha requerido el uso de varias normas, códigos, informes y guías. Que muchos ingenieros e instituciones recomiendan. Como hemos mencionado la edificación en estudio, es un híbrido de tres niveles, los cuales los dos primeros niveles es una combinación de concreto armado y albañilería; Y el tercer nivel es de acero estructural con un puente grúa de capacidad de levante de 5 ton.

Por ser esta una edificación compleja se ha utilizado los siguientes códigos, normativas y guías reconocidas por las diferentes instituciones oficiales del concreto y Acero:

- CMAA 78-2002
- UBC 97
- IBC 2012
- AISE N°13
- AISC DESIGN GUIDE 7
- CISC GUIDE FOR THE DESIGN OF CRANE-SUPPORTING STEEL STRUCTURES
- AISC ASD 89
- ACI 318M-11
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

3.1.1 CRANE MANUFACTURERS ASSOCIATION OF AMERICA (CMAA 78-2002)

La Asociación de Fabricantes de Grúas de América, Inc. (CMAA) es una asociación de comercio independiente afiliada con la industria de manipulación de material y su División, Industria de Manipulación de Material de América (MHI).

El propósito es reconocer el servicio de puentes grúas y el servicio para el equipo de levante asociado como una “industria” que merece tener pautas y estándares para entregar servicios profesionales de alta calidad efectuados por técnicos certificados conscientes de la seguridad y entrenados en fábrica.

La Especificación contiene también información que debiera ser útil para los compradores y usuarios de grúas y para profesionales de ingeniería de planta y mantenimiento. En tanto que la mayoría de esta información debe ser de naturaleza general, los ítems listos pueden ser verificados con los fabricantes individuales, y se pueden hacer comparaciones tendientes a una elección óptima de un proveedor de servicio.

3.1.2 THE UNIFORM BUILDING CODE (UBC 1997)

El UBC al principio fue publicado en 1927 por el International Council of Building Officials (*Consejo Internacional de Constructores Oficiales*), que fue basado en Whittier, California. Fue pensado para promover seguridad pública y proporcionando requisitos estandarizados para la construcción segura y que no haya variación de ciudad en ciudad como se había previsto.

Las ediciones actualizadas del código fueron publicadas aproximadamente cada tres años hasta 1997, que era la versión final del código.

El UBC fue substituido en el año 2000 por el nuevo International Building Code (*código internacional de la construcción*) - IBC publicado por the International Code Council (el consejo internacional del código) - ICC.

Entre las principales modificaciones publicadas en el UBC 97, se debería mencionar:

- El sobre esfuerzo estructural, y los factores de confiabilidad que son directamente considerados para los diseños de estructuras, establecidos en la sección 1630.1.
- La definición del diseño basado en corte para el análisis estático (sección 1630.2) y la definición de espectro de respuesta elástico para el análisis dinámico (sección 1631.2), que son ahora definidos en términos de coeficientes sísmicos C_a (Tabla 16-Q) y C_v (tabla 16-R) para cada zona sísmica (tabla 16-I).

TABLA 16-Q: COEFICIENTE SÍSMICO C_a

TIPO DE SUELO	FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N _a
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N _a
S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40 N _a
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44 N _a
S _E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36 N _a
S _F	Se realizará en un sitio específico la investigación geotécnica y análisis dinámico de respuesta del sitio para determinar los coeficientes sísmicos de Perfil de Suelo Tipo S _F .				

TABLA 16-R: COEFICIENTE SÍSMICO C_v

TIPO DE SUELO	FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N _a
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40 N _a
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 N _a
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64 N _a
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96 N _a
S _F	Se realizará en un sitio específico la investigación geotécnica y análisis dinámico de respuesta del sitio para determinar los coeficientes sísmicos de Perfil de Suelo Tipo S _F .				

TABLA 16-I: FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z

ZONA	FACTOR DE ZONA SÍSMICA Z				
	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

- La introducción de nueva respuesta sísmica a los factores de modificación R (tabla 16-N o 16-P) que reemplazan a los factores R_w de versiones anteriores. Estos nuevos factores R son más pequeños que los anteriores factores R_w . Estos factores R aparecen para ser basados en estudios adicionales.

TABLA 16-PI: R y Ω_0 PARA ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

TIPO DE ESTRUCTURA	R	Ω_0
1. Los depósitos, incluidos tanques y esferas a presión, en las piernas con abrazaderas o sin refuerzo.	2.2	2.0
2. moldeada in situ silos de hormigón y chimeneas con paredes continuas a las bases.	3.6	2.0
3. distribuidos estructuras en voladizo de masas, como pilas, chimeneas, silos y depósitos verticales falda - apoyado.	2.9	2.0
4. torres en celosía (independientes o arriostradas), pilas y chimeneas arriostradas.	2.9	2.0
5. en voladizo estructuras de tipo columna.	2.2	2.0
6. torres de refrigeración.	3.6	2.0
7. Silos y tolvas en las piernas con abrazaderas o sin refuerzo.	2.9	2.0
8. bastidores de almacenamiento.	3.6	2.0
9. Signos y vallas publicitarias.	3.6	2.0
10. estructuras de atracciones y monumentos.	2.2	2.0
11. Todas las demás estructuras auto portantes que no estén cubiertos de otro modo	2.9	2.0

- La definición de hasta seis diferentes perfiles tipos de suelo (tabla 16-J, sección 1636).

3.1.3 THE INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC 2012)

Internacionalmente, los funcionarios del código reconocen la necesidad de un código moderno, actualizado tratando el diseño y la instalación de los sistemas de construcción con los requisitos que acentúan funcionamiento.

El **IBC** en esta edición 2012, se diseña para resolver estas necesidades con las regulaciones modelo del código que salvaguardan la salud pública y la seguridad en todas las comunidades, grandes y pequeñas

El **IBC** está disponible para la adopción y el uso por jurisdicciones internacionalmente. Su uso dentro de una jurisdicción gubernamental se piensa para ser logrado con la adopción por la referencia de acuerdo con los procedimientos que establecen las leyes de las jurisdicciones. A la hora de la adopción, las jurisdicciones deben insertar la información apropiada en las provisiones que requieren la información local específica, tal como el nombre de la jurisdicción el adoptar.

Las provisiones internacionales de este código proporcionan muchas ventajas, entre las cuales está el proceso modelo del desarrollo del código que ofrece un foro internacional para que los profesionales de la

construcción discutan funcionamiento y requisitos preceptivos del código. Este foro proporciona una arena excelente a las revisiones, propuestas y discusión. Este código modelo también anima la consistencia internacional en el uso de provisiones.

3.1.4 AISE TECHNICAL REPORT N°13

Este informe provee a los propietarios, ingenieros y constructores un acercamiento racional al diseño y construcción de edificaciones poco convencionales como talleres, industrias y otros. Que son sometidos además de las cargas de servicio y sismos a otras fuerzas y cargas que afectan directamente a la estructura (cargas internas), tales como vibraciones, cargas móviles y cargas de impacto, etc.

El AISE N°13 tiene como propósito de ser una guía para diseño y construcción de puentes grúa, con el objetivo de ser funcional, servicial, económica y segura.

Este informe es un compendio de varias normativas y códigos americanos, con el único propósito de simplificar y ayudar al diseño de puentes grúa. Entre los principales códigos podemos mencionar: AISC ASD 89, ASCE 7 -89, ACI 318-99, UBC 1997, AISC LRFD 99, AISC Design Guide 7, etc.

3.1.5 AISC DESIGN GUIDE 7

INDUSTRIAL BUILDINGS ROOFS TO COLUMN ANCHORAGE

Este libro fue preparado bajo la dirección del American Institute of Steel Construction Inc. Como parte de una serie de publicaciones relacionadas a estructuras fabricadas con acero.

Esta publicación no pretende dejar fuera a otros procedimientos de diseño, el propósito de esta guía es proveer al diseñador de edificaciones industriales las pautas de diseño necesarias, para el análisis y diseño de edificaciones que contienen puentes grúa.

Esta guía se divide en dos partes; la primera se ocupa de asuntos generales en edificaciones industriales, la segunda se ocupa de estructuras que contienen puentes grúa.

Para el presente proyecto se ha utilizado esta guía para el análisis y diseño de la viga carrilera.

3.1.6 CISC GUIDE FOR THE DESIGN OF CRANE-SUPPORTING STEEL STRUCTURES

The Canadian Institute of Steel Construction (el Instituto Canadiense de construcciones de acero), ha elaborado esta guía con los estándares canadienses.

Esta guía provee información en la aplicación de los códigos canadienses y estándares para aspectos de diseño de Puentes Grúa, en la aplicación de cargas, combinación de cargas, análisis de torsión, distorsión, etc.

El propósito de esta guía de diseño es: Proveer a los propietarios y diseñadores una guía para aplicar en el diseño de puentes grúa; proveer ejemplos de diseño para los componentes de un puente grúa, aplicando códigos de diseño canadiense y americano.

3.1.7 SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS, ALLOWABLE STRESS DESIGN AND PLASTIC DESIGN

“AISC – ASD 89”

Se utilizan los algoritmos del diseño del acero estructural y del chequeo de la tensión que son utilizados por el usuario, el código del diseño de AISC- ASD89 (AISC 1989).

Para referir a secciones y a ecuaciones pertinentes del código original de ASD, un prefijo único " ASD " está según lo firmado. Sin embargo, todas las referencias a las " especificaciones para permiten el diseño capaz de la tensión de los solos miembros del ángulo simple " llevan el prefijo del " SAM ASD".

En la evaluación de los cocientes axiales de la capacidad del momento de fuerza biaxial en una estación a lo largo de la longitud del elemento, primero los componentes reales del elemento fuerza momento y las capacidades correspondientes se calculan para cada combinación de carga. Entonces los cocientes de la capacidad se evalúan en cada estación bajo influencia de todas las combinaciones de carga.

El cociente de la capacidad que controla entonces se obtiene. Un cociente mayor de 1,0 de la capacidad indica sobrecarga. Semejantemente, un cociente de la capacidad del esquiroleo también se calcula por separado.

Las tensiones permisibles para la compresión y la flexión axiales son dependientes sobre la clasificación de secciones en compacto, no compacto, esbelto, o demasiado esbelto.

3.1.8 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI 318M-89

El American Concrete Institute (ACI), es una organización científica y educacional sin fines de lucro. Comenzó sus actividades en 1904, con otro nombre, con la finalidad de servir como foro de discusión de todos los aspectos relacionados con el uso del concreto como material de construcción.

En 1910 en los Estados Unidos la National Association of Cement Users, organización que luego en 1913 se convertiría en el American Concrete Institute (ACI) publicó un conjunto de regulaciones para el uso del concreto armado en edificaciones titulado “Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete”. Este documento se considera el primer código de edificaciones (Building Code) del ACI.

EL ACI publica periódicamente el Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318”. El primer código con el título ACI-318 se

publicó en 1941. El ACI-318 es una suerte de código modelo para el diseño del concreto armado, tiene fuerza legal solo si es adoptado como parte de un código local.

El ACI 318 ha servido y sirve de base para el desarrollo de numerosos códigos en todo el mundo, por ejemplo, en Canadá, Nueva Zelanda, Australia y varios países de Latino América, entre ellos, Perú, Chile, Colombia, Ecuador.

Este reglamento “Requisitos de Reglamento para concreto estructural (ACI 318-99) del American Concrete Institute, proporciona los requisitos mínimos para cualquier diseño o construcción de concreto estructural.

En lugares donde no se cuente con un reglamento de construcción legalmente adoptado, este Reglamento define las disposiciones mínimas aceptables en la práctica del diseño y la construcción.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}^1$$
$$\phi (\text{Resistencia nominal}) \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se proporciona multiplicando la carga de servicio por un factor de carga, y la resistencia nominal por un factor de reducción de resistencia.

3.1.9 CÓDIGO O NORMA PERUANA –RNE

En el Perú la norma que rige lo relacionado a tipos de carga es la “Norma Técnica de Edificaciones E-020 Cargas”, E-030 Diseño Sismo resistente”, el diseño de las estructuras de concreto armado es la “Norma Técnica de Edificaciones E-060 – Concreto Armado” y la norma de diseño de estructuras metálicas es la “Norma Técnica de Edificación E-090 - Estructuras Metálicas”, que forman parte del Reglamento Nacional de Edificaciones

¹ ACI 318-99 Chapter 9

CAPITULO IV

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en el Parque Industrial de Viñani, del Distrito Crnl. Gregorio Albarracín Lanchipa, Provincia de Tacna, Departamento de Tacna.

Las dimensiones aproximadas de la Planta Industrial son 30.00 (m) de largo por 17.80 (m) de ancho y una altura al hombro del edificio de 15.34 (m). Está estructurado en 3 niveles; el primero y segundo es a base de marcos rígidos de concreto armado, distanciados a 6 (m) y 6.05 (m). Para las diversas actividades cuenta con un mono viga de capacidad de levante de 5.00 Ton.

El diseño de concreto armado se realizará en base al Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) E.060, A.C.I. 318, y el diseño de la estructura metálica en base al AISC Manual of Steel Construction: Allowable Stress Design 9th Edition, ASD, (1989) y el modelo computacional se desarrolla con el programa de cálculo SAP2000 v15.2.

4.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

4.2.1 MATERIALES UTILIZADOS

a. CONCRETO.

Características del concreto reforzado para el diseño estructural

- Resistencia nominal a compresión = $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad = $E_c = 217,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Ruptura = $f_r = 28 \text{ Kg/cm}^2$
- Curva de comportamiento. Se asumirá el modelo esfuerzo – deformación de Whitney.

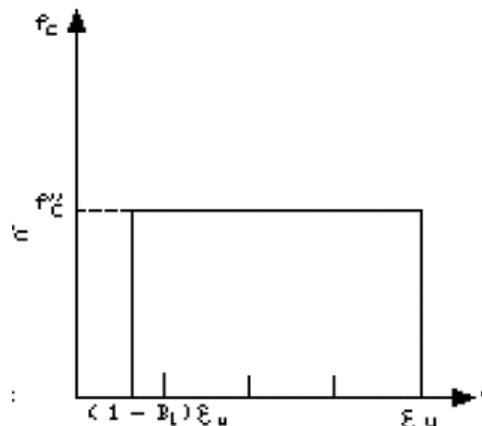


Figura 5 *Modelo de comportamiento esfuerzo – deformación del concreto no confinado, Whitney.*

- Deformación Unitaria Máxima $\epsilon_c = 0.003$

b. ACERO DE REFUERZO.

- Corrugado, grado 60, esfuerzo de fluencia (f_y)= 4200 kg/cm² = 4.2 ton/cm²
- Módulo de elasticidad = $E_s = 2'000,000$ kg/cm²
- Deformación al inicio de la fluencia = 0.0021
- Curva de comportamiento: Se simplificará idealizándola como dos líneas rectas (Park, Pauley1) ignorando la resistencia superior de cedencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

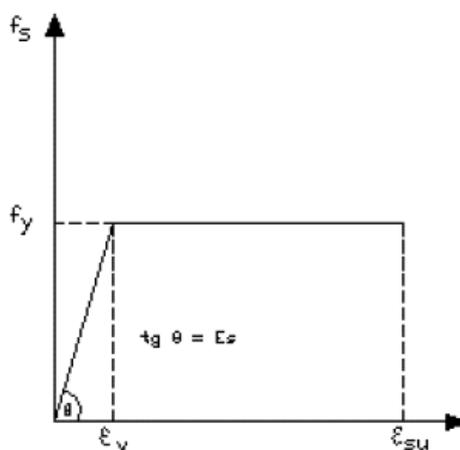


Figura 6 Modelo de comportamiento esfuerzo – deformación del acero

c. ACERO ESTRUCTURAL.

- Esfuerzo de fluencia (F_y)= 2530 kg/cm² (A-36)
- Módulo de elasticidad = $E_s = 2'000,000$ kg/cm²
- Pernos de Alta resistencia para conexiones ASTM A325 Pernos de Anclaje ASTM A 36
- Pernos corrientes ASTM A307

d. ALBAÑILERÍA

- Clase de Unidad: Concreto Bloque Tipo P
- Resistencia de la unidad a compresión axial (f_b) = 50 Kg/cm²
- Resistencia característica a compresión axial de la albañilería ($f'm$) = 74 Kg/cm²
- Resistencia característica de la albañilería al corte ($v'm$)=8.6 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad = $E_s = 500 f'm = 37000$ kg/cm²

4.2.2 MECÁNICA DE SUELOS

Para el cálculo de la capacidad portante del suelo se realizó estudio de suelos de la zona.

Los parámetros considerados en la Zona de estudio son:

Densidad: $\gamma_{suelo} = 1.769 \text{ kg/cm}^3$ (Top Soil)

Cohesión: nula (GP Grava Mal Graduada en su totalidad)

Ángulo de fricción: $\phi = 37.41^\circ$ (suelo gravo arenoso)

Para la caracterización sísmica se adopta los siguientes parámetros:

Zona Sísmica 3 Norma E- 030 "Diseño Sismo resistente" (Equivale Zona 4 UBC)

Suelo Tipo S2 (Suelo Intermedio) Norma E- 030 Diseño Sismo resistente

4.2.3 CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

La capacidad de carga se ha determinado basándose en la fórmula de Terzaghi y corroborada por Meyerhof.

De acuerdo a la Siguiete relación.

Cohesión: $C = 0.00 \text{ Kg. /cm}^2$

Angulo de fricción: $\phi = 37.41^\circ$

$$qu = (0.867C \cdot N'c + \gamma_1 \cdot Df \cdot N'q + 0.4 B \cdot \gamma_2 \cdot N'\gamma) \dots \dots \dots (1)^2$$

- FS = factor de seguridad = 3
- qu = Capacidad de Carga última
- γ_1, γ_2 = densidades.
- C = cohesión
- B = ancho de la zapata
- Df = profundidad de cimentación
- $N'c, N'\gamma, N'q$ = factores de capacidad de carga combinada.
- q_{adm} = Capacidad de carga Admisible

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} \times qu$$

² Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das (Pag.159)

Considerando:

$$\begin{aligned} \emptyset &= 37.41^\circ \quad C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2 \quad \gamma_1 = 1.811 \text{ Kg/cm}^3 \\ Df &= 1.50 \text{ m.} \quad \gamma_2 = 1.811 \text{ Kg/cm}^3 \quad B = 1.60 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$N'c = 29.27 \quad N'\gamma = 11.81 \quad N'q = 15.92$$

Aplicando la fórmula 1:

$$q_u = 5.693 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.4 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

Se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento total de la cimentación a 1" (2.54cm.), siendo el asentamiento diferencial limitado a ½ del asentamiento total, es decir de 1.27 cm. Así, el asentamiento elástico inicial según la Teoría de la elasticidad (Lambe y Withman, 1,969), está dado por:

$$s = \frac{\Delta q \cdot B(1-u^2)I_w}{E_s} \dots\dots\dots \text{Ecuación 2}$$

$$\Delta q = \frac{s \cdot E_s}{B(1-u^2)I_w} \dots\dots\dots \text{Ecuación 3}$$

Donde:

s = Asentamiento (2.54 cm = 0.0254 m)

Δq = Esfuerzo neto transmitido (Z-6 en Kg/cm²)

B = Ancho de cimentación (Z-6 = 1.60m)

E_s = Módulo de Elasticidad (800.0 kg/cm²)

u = Relación de Poisson (0.30).

I_w = Factor de Forma

Calculo del factor de forma (según Braja M. Das):

$$I_w = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2}+1}{\sqrt{1+m^2}-1} \right) \right] \dots\dots Ecuación 4^3$$

Donde: $m = \frac{L}{B}$

L = Longitud de la cimentación (Zapata Z-6 = 3.10 m)

B = ancho de la cimentación (Zapata Z-6 = 1.60 m)

$m = 1.938$

De la Ecuación 4 tendremos:

$I_w = 1.512$

Se verificará considerando un asentamiento máximo $1'' = 2.54$ cm, según la ecuación 3, tendremos:

$$\Delta q = \frac{2.54 \cdot 800}{160(1-0.30^2) \cdot 1.512} = 9.228 \text{ Kg/cm}^2$$

Para calcular la capacidad portante del suelo o capacidad admisible se usará el valor inferior obtenido de las ecuaciones 1 y 3.

$$q_u = 5.693 \text{ kg/cm}^2 < \Delta q = 9.228 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{1}{FS} \times q_u$$

$$q_{adm} = \frac{1}{3} \times 5.693 = 1.898 \text{ Kg/cm}^2$$

Para verificar si existe asentamiento se comprobará que los esfuerzos últimos obtenidos sean menores a:

$$q_{adm \text{ sismica}} = 1.33 * q_{adm \text{ estatica}} = 2.524 \text{ Kg/cm}^2$$

³ Principios de Ingeniería de Cimentaciones – Braja M. Das (Pag.241)

4.3 CONDICIONES DE CARGA

4.3.1 PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA Y CARGAS MUERTAS

El peso propio de la estructura se obtuvo a través de del modelamiento en el programa SAP2000, el cual, de acuerdo a las características geométricas de cada elemento y el peso específico del material, asimismo se asigna los demás tipos de carga muerta, como son: peso de cobertura liviana de techo, peso de acabados, peso de tabiques y peso muerto de puente grúa

4.3.2 SOBRECARGA DE TECHO Y CARGA VIVA

Para determinar la sobrecarga viva en techos de cobertura liviana compararemos las normativas.

- Tomando en cuenta la normativa UBC-97

Tabla 16-C / UBC-97

ROOF SLOPE	METHOD 1			METHOD 2		
	Tributary Loaded Area in Square Feet for Any Structural Member			Uniform Load ² (psf)	Rate of Reduction <i>r</i> (percentage)	Maximum Reduction <i>R</i> (percentage)
	× 0.0929 for m ²					
	0 to 200	201 to 600	Over 600			
	Uniform Load (psf)			Uniform Load ² (psf)	Rate of Reduction <i>r</i> (percentage)	Maximum Reduction <i>R</i> (percentage)
× 0.0479 for kN/m ²						
1. Flat ³ or rise less than 4 units vertical in 12 units horizontal (33.3% slope). Arch or dome with rise less than one eighth of span	20	16	12	20	.08	40
2. Rise 4 units vertical to less than 12 units vertical in 12 units horizontal (33% to less than 100% slope). Arch or dome with rise one eighth of span to less than three eighths of span	16	14	12	16	.06	25
3. Rise 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope) and greater. Arch or dome with rise three eighths of span or greater	12	12	12	12	No reductions permitted	
4. Awnings except cloth covered ⁴	5	5	5	5		
5. Greenhouses, lath houses and agricultural buildings ⁵	10	10	10	10		

Nos presenta 2 métodos de calcular la sobrecarga y la forma de aplicar una reducción de la misma según sea el caso a considerar.

Asumiendo en valor más crítico o desfavorable, de donde tomaremos el valor de 20 psf, transformando al sistema técnico obtenemos un valor aproximado de 100 Kg/m²

- **Tomando en cuenta la normativa IBC 2012**

Tabla 1607.1 / IBC-20127

26. Roofs		
All roof surfaces subject to maintenance workers		300
Awnings and canopies:		
Fabric construction supported by a skeleton structure	5	nonreducible
All other construction	20	
Ordinary flat, pitched, and curved roofs (that are not occupiable)	20	
Where primary roof members are exposed to a work floor, at single panel point of lower chord of roof trusses or any point along primary structural members supporting roofs:		
Over manufacturing, storage warehouses, and repair garages		2,000
All other primary roof members		300
Occupiable roofs:		
Roof gardens	100	
Assembly areas	100 ^m	
All other similar areas	Note 1	Note 1

De manera similar a la normativa UBC-97, obtendremos un valor aproximado de 100 Kg/m²

- **Tomando en cuenta la NTE E.030**

Revisando el artículo 3.2.1.4, considera el valor de 30 Kg/m²

“La sobrecarga para la cobertura ligera será de 100 Kg/m²”

Se considera una sobrecarga en piso de 1000 Kg/m², de acuerdo a la sollicitación de su uso.

4.3.3 CARGAS DE VIENTO

4.3.3.1 CARGA DE VIENTO SEGÚN IBC 2012/ASCE 7-10

Factor Topográfico (ASCE 7-10 26.8 & Table 26.8-1)

$$K_{zt} = 1 \text{ (considerando una topografía plana)}$$

Factor de Direccionalidad del Viento. (Tab. 26.6-1, for building, page 250)

$$K_d = 0.85$$

VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO (V)

$$V = 135 \text{ Km/h}$$

$$V = 84 \text{ mph (3 segundos de promedio)}$$

$$I_w = 1 \text{ Factor de Importancia (ASCE 7-10 Table 1.5-2)}$$

Remplazando a la ecuación general tendremos:

$$q_z = 0.00256(0.9875) (1) (0.85) (84)^2 (1)$$

$$q_z = 15.35 \text{ Kz psf} = 75 \text{ Kz Kg/m}^2$$

PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

$$p = qG C_p - q_i(G C_{pi})$$

Donde:

$q = q_z$ para muros barlovento a una altura z sobre el suelo

$q = q_z$ para muros sotavento a los lados de muros y techo

$q_i = q_h$ para edificaciones cerradas

$G =$ factor de efectos rafaga

$C_p =$ Valores obtenidos de fig 27.4-1 ASCE 7-10

$G_{cpi} =$ Valores obtenidos de la tabla 26.11-1 ASCE 7-10

Para esto, cuando el viento es perpendicular a la cumbrera, el barlovento de techo experimenta ambas presiones externas positivo y negativo combinados estos:

	Altura (ft)	Kz	qz (psf)
Alero	0 a 15	0.85	13.1
	20	0.9	13.8
	27.72	0.96	14.8
	30	0.98	15.0
h	31.3	0.99	15.2
cumbrera	34.78	1.01	15.5

$$q_h = 15.2 \text{ psf}$$

Factor Efecto Ráfaga (Se puede determinar section 26.9 ASCE 7)

$$G = 0.85$$

COEFICIENTES PRESIONES EXTERNAS EN LOS MUROS
(se optiene de la figura 27.4-1/ASCE 7-10)

Superficie	Dirección del viento	L/B	Cp	
Muro Barlovento	Todos	Todos	0.8	qz
Muro Sotavento	perpendicular a la cumbrera	58.4/98.43=0.6	-0.5	qh
	Paralelo a la cumbrera	98.43/58.4=1.7	-0.4	
Muros del costado	Todos	Todos	-0.7	qh

COEFICIENTES PRESIONES EN EL TECHO PERPENDICULAR A LA CUMBRERA
(se optiene de la figura 27.4-1/ASCE 7-10)

Superficie	h/L	10.00°	13.59°	15.00°
Techo Barlovento	31.25/58.4=0.5	-0.9	-0.76	-0.7
		-0.18	-0.18	-0.18
Techo Sotavento		-0.5	-0.50	-0.5

Coeficiente de presión Interna (GC_{pi}) (Tab. 26.11-1, Enclosed Building, page 258)

$$GC_{pi} = \pm 0.18$$

PRESIONES NETAS PARA MWFRS

$$p = qG C_p - q_i(G C_{pi})$$

$$p = q(0.85)C_p - 15.16(+0.18)$$

q = qz para muros barlovento a una altura z sobre el suelo

q = qz para muros sotavento a los lados de muros y techo

q_i = qh para edificaciones cerradas

Cálculo Típico

muro de barlovento 0-15 ft, perpendicular a la cumbrera:

$$p = 13.05(0.85)0.8 - 15.16(+0.18)$$

$p = 6.15$ psf con presión interna (+)
 $p = 11.6$ psf con presión interna (-)

RESUMEN DE LAS PRESIONES MWFRS
PRESIONES PARA VIENTO PERPENDICULAR A LA CUMBRERA

Superficie	z	q	G	Cp	Presión Neta (psf) con	
	(ft)	(psf)			(+GCpi)	(-GCpi)
Muro Barlovento	0-15	13.1	0.85	0.80	6.15	11.60
	20	13.8	0.85	0.80	6.67	12.13
	27.72	14.8	0.85	0.80	7.31	12.77
Muro Sotavento	todo	15.2	0.85	-0.50	-9.17	-3.71
Lados del Muro	todo	15.2	0.85	-0.70	-11.75	-6.29
Techo Barlovento	-	15.2	0.85	-0.76	-12.48	-7.02
		15.2	0.85	-0.18	-5.05	0.41
Techo Sotavento	-	15.2	0.85	-0.50	-9.17	-3.71

COEFICIENTE DE PRESIONES EN EL TECHO PARA VIENTO PARALELO A LA CUMBRE

Superficie	h/L	Distancia del Barlovento al alero	Cp	
Techo	0.5 h/L=0.32	(0 a h) = 0 a 31.25	-0.9	-0.2
		h a 2h 31.25 a 62.5	-0.5	-0.2
		(>2h) > 62.5	-0.3	-0.2

PRESIONES PARA VIENTO PARALELAS A LA CUMBRERA

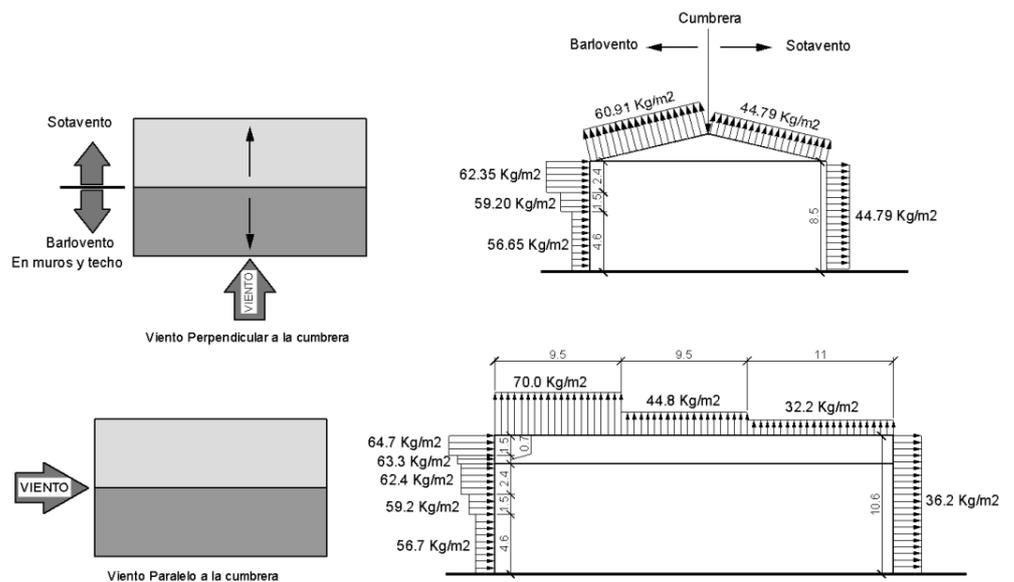
Superficie	z	q	G	Cp	Presión Neta (psf) con	
	(ft)	(psf)			(+GCpi)	(-GCpi)
Muro Barlovento	0-15	13.1	0.85	0.80	6.15	11.60
	20	13.8	0.85	0.80	6.67	12.13
	27.72	14.8	0.85	0.80	7.31	12.77
	30	15.0	0.85	0.80	7.50	12.96
	34.78	15.5	0.85	0.80	7.80	13.26
Muro Sotavento	todo	15.2	0.85	-0.36	-7.41	-1.95
Lados del Muro	todo	15.2	0.85	-0.70	-11.75	-6.29
Techo	0 a h	15.2	0.85	-0.90	-14.33	-8.87
	h a 2h	15.2	0.85	-0.50	-9.17	-3.71
	> 2h	15.2	0.85	-0.30	-6.60	-1.14

PRESIONES PARA VIENTO PERPENDICULAR A LA CUMBRERA (SI)

Superficie	z	q	G	Cp	Presión Neta (Kg/m ²) con	
	(m)	Kg/m ²			(+GCpi)	(-GCpi)
Muro Barlovento	0-4.6	63.7	0.85	0.80	30.00	56.65
	6.1	67.5	0.85	0.80	32.55	59.20
	8.45	72.1	0.85	0.80	35.70	62.35
Muro Sotavento	todo	74.0	0.85	-0.50	-44.79	-18.14
Lados del Muro	todo	74.0	0.85	-0.70	-57.37	-30.72
Techo Barlovento	-	74.0	0.85	-0.76	-60.91	-34.26
	-	74.0	0.85	-0.18	-24.65	2.00
Techo Sotavento	-	74.0	0.85	-0.50	-44.79	-18.14

PRESIONES PARA VIENTO PARALELAS A LA CUMBRERA (SI)

Superficie	z	q	G	Cp	Presión Neta (Kg/m ²) con	
	(m)	Kg/m ²			(+GCpi)	(-GCpi)
Muro Barlovento	0-4.6	63.7	0.85	0.80	30.0	56.7
	6.1	67.5	0.85	0.80	32.6	59.2
	8.45	72.1	0.85	0.80	35.7	62.4
	9.1	73.5	0.85	0.80	36.6	63.3
	10.6	75.6	0.85	0.80	38.1	64.7
Muro Sotavento	todo	74.0	0.85	-0.36	-36.2	-9.5
Lados del Muro	todo	74.0	0.85	-0.70	-57.4	-30.7
Techo	0 a h	74.0	0.85	-0.90	-70.0	-43.3
	h a 2h	74.0	0.85	-0.50	-44.8	-18.1
	> 2h	74.0	0.85	-0.30	-32.2	-5.6



4.3.3.2 CARGA DE VIENTO SEGÚN UBC 1997

$$q = C_e * C_q * q_s * I_w$$

C_e: Coeficiente de exposición por altura según categoría Tabla 16-G UBC 1997

C_q: Coeficiente de forma Tabla 16-H UBC1997

I_w: Factor de Importancia. Tabla 16-K UBC 1997

q_s: Presión básica del viento. Se calcula en función de la velocidad de viento determinada a 10 (m) según la tabla 16-F UBC 1997

q: Presión básica de diseño

VELOCIDAD DE DISEÑO

Tabla 2
PRESIÓN BÁSICA DEL VIENTO (q_s)⁴

Velocidad básica del viento (Km / h)	Presión básica del viento (q _s) (kg / m ²)
113	62
129	80
145	102
161	125

Velocidad de diseño 140Km/H

160.099

Presión Interpolada 95.125 kg/m²

160.100

⁴ Tabla 16-F UNIFORM BUILDING CODE- UBC 1997

Tabla 3
 CALCULO DEL COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN (C_e)⁵, SE CONSIDERA EXPOSURE C

Table. Values of Coeficcient (C)			
Height Adove Average Level of Adjoining Ground (m)		Exposure C	Exposure B
UBC	Approximate		
0 - 4.57	0 - 4.5	1.06	0.62
6.1	6	1.13	0.67
7.62	7.5	1.19	0.72
9.14	9	1.23	0.76
12.19	12	1.31	0.84
18.29	18	1.43	0.95
24.38	24	1.53	1.04
30.48	30	1.61	1.13
36.58	36	1.67	1.2
48.77	50	1.79	1.31
60.96	60	1.87	1.42
91.44	90	2.05	1.63
121.92	120	2.19	1.8

Donde $C_e = 1.43$

Factores de forma (C_q)⁶.

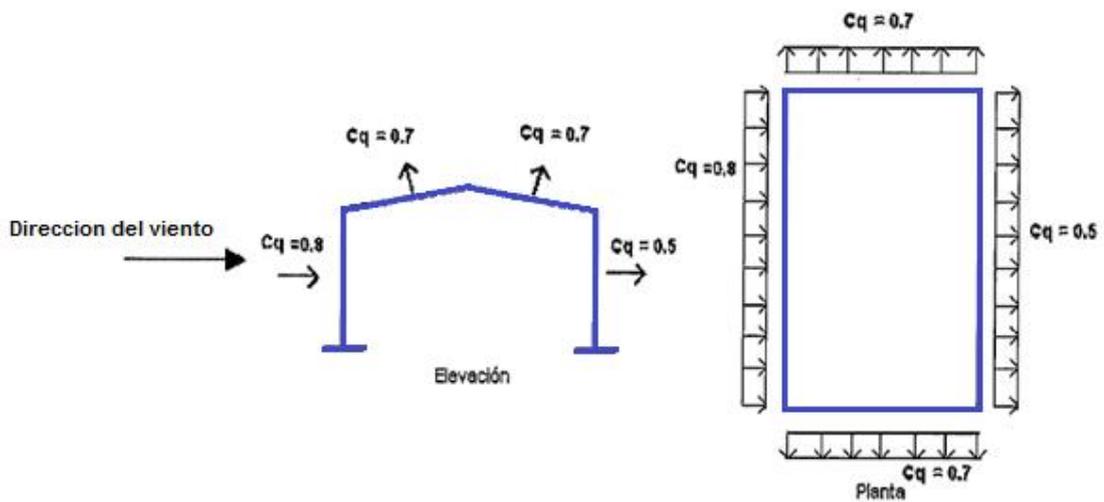


Figura 7 Factores de forma (C_q)

⁵ Coeficiente de Exposición (C_e) Tabla 16-G - UBC 1997

⁶ Coeficiente de forma (C_q) Tabla 16-H - UBC 1997

Considerando un factor de importancia⁷ $I = 1.0$

Se puede calcular la fuerza distribuida de diseño generada por el viento en los marcos, multiplicando la presión básica por el ancho tributario total del marco.

$$C_e = 1.43$$

$$C_q = 0.8, 0.7, 0.5$$

$$q_s = 95.125$$

$$I = 1.00$$

Cq1	Cq2	Cq3
0.8	0.7	0.5

Luego

$$q_1 = 108.82 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 95.22 \text{ kg/m}^3$$

$$q_3 = 68.01 \text{ kg/m}^4$$

Para el modelo computacional se multiplica por el área tributaria según sea el caso.

PRESIÓN DEL VIENTO EN PÓRTICO

Vista en planta para la distribución de presiones de viento

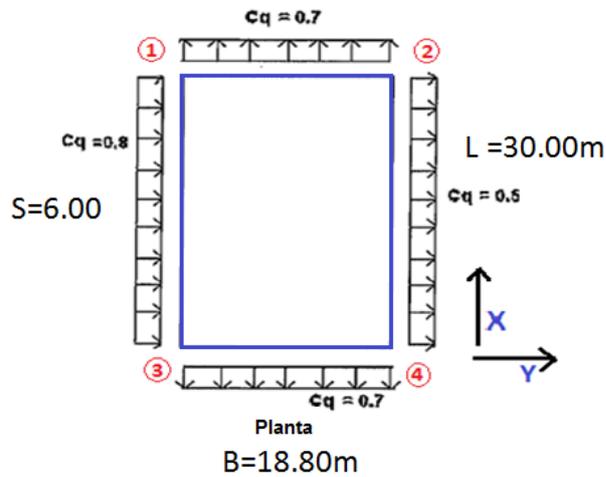


Figura 8

Luego

$$q_1 = 108.82 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 95.22 \text{ kg/m}^2$$

$$q_3 = 68.01 \text{ kg/m}^2$$

⁷ Factor de Importancia (I) Tabla 16-K - UBC 1997

Como se puede apreciar en las esquinas las presiones de viento tendrán 2 componentes.

Los pórticos internos tienen un ancho tributario igual a la separación que existe entre los ejes.

Utilizando los anchos tributarios y las presiones de diseño se obtiene:

VIENTO EN EL SENTIDO Y-Y

En la cara que actúa el barlovento	$P_y = 652.94 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (1-3)$
En la cara que actúa el barlovento	$P_y = 408.09 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (2-4)$
En las caras laterales 3-4)	$P_x = 596.71 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (1-2,$
En la esquina que actúa el barlovento	$P_y = 326.47 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (1-3)$ $P_x = 298.36 \text{ Kg/m}$
En la esquina que actúa el sotavento	$P_y = 204.04 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (2-4)$ $P_x = 298.36 \text{ Kg/m}$

VIENTO EN EL SENTIDO X-X

En la cara que actúa el barlovento	$P_y = 681.96 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (3-4)$
En la cara que actúa el barlovento	$P_y = 426.22 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (1-2)$
En las caras laterales 2-4)	$P_x = 571.32 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (1-3,$
En la esquina que actúa el barlovento	$P_y = 340.98 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (3-4)$ $P_x = 285.66 \text{ Kg/m}$
En la esquina que actúa el sotavento	$P_y = 213.11 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots (1-2)$ $P_x = 285.66 \text{ Kg/m}$

CARGA DE VIENTO EN TIJERAL

Tabla 4
PRESIÓN DEL VIENTO EN TIJERAL

		Kg/m²	ancho(m)	largo(m)	C.T. central	largo(m)	C. T. lateral
Barlovento	1	95.22	0.70	6.00	399.92	3.00	199.96
	2	95.22	1.50	6.00	856.98	3.00	428.49
	3	95.22	1.60	6.00	914.11	3.00	457.06
	4	95.22	0.80	6.00	457.06	3.00	228.53
	4c	95.22	0.80	6.00	457.06	3.00	228.53

Tabla 5

TIJERAL CENTRAL				
	Barlovento		Sotavento	
	Wy(Kg)	Wz(Kg)	Wy(Kg)	Wz(Kg)
1	-60.03	395.39	60.03	395.39
2	-128.64	847.27	128.64	847.27
3	-137.21	903.76	137.21	903.76
4	-68.61	451.88	68.61	451.88
4c	-68.61			451.88

Tabla 6

TIJERAL LATERAL				
	Barlovento		Sotavento	
	Wy(Kg)	Wz(Kg)	Wy(Kg)	Wz(Kg)
1	-30.01	197.70	30.01	197.70
2	-64.32	423.64	64.32	423.64
3	-68.61	451.88	68.61	451.88
4	-34.30	225.94	34.30	225.94
4c				225.94

4.3.3.3 CARGA DE VIENTO SEGÚN NORMA E – 020

VELOCIDAD DE DISEÑO

$$V_h = V(h/10)^{0.22}$$

V_h = es la velocidad de diseño en la altura h en Km/h

V = es la velocidad de diseño hasta 10m de altura en Km/h

h = es la altura sobre el terreno en metros.

Altura total	:	18.40
Velocidad mínima	:	75.00 Km/H
Velocidad de diseño (V _h)	:	85.77 Km/H

CARGA EXTERIOR DE VIENTO

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

Donde:

Ph = es la presión o succión del viento a una altura h en Kg/m²

C = es un factor de forma adimensional indicado en la Tabla 8

V_h = es la velocidad de diseño a la altura h, en Km/h

Tabla 8

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 -0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.7 -0.3	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Considerando:

$$f = 0.005 \times Vh^2$$

$$f = 36.78 \text{ Km/2}$$

$$Ph = f \times C$$

Reemplazando C con los valores de la tabla 7 obtendremos lo siguiente:

viento perpendicular		viento paralelo	
	11.034		-25.746
barlovento	11.03	barlovento	25.75
	-11.03		
sotavento	-25.746	sotavento	-25.746
	-25.746		-25.746

4.3.4 SOLICITACIÓN SÍSMICA HORIZONTAL

Los edificios normalmente están constituidos por estructuras compuestas de pórticos, es decir por vigas, columnas, losas y fundaciones. Estas estructuras están sometidas a cargas verticales, tales como el peso propio de sus elementos y la sobrecarga de uso y sobrecargas accidentales tales como la nieve. Además, existen fuerzas horizontales que se deben considerar, como las del viento y el sismo.

Las aceleraciones del suelo durante un terremoto pueden registrarse por medio de un aparato llamado acelerógrafo. Este consiste en una masa conectada con un resorte muy flexible a la base del aparato. La masa posee una pluma que registra sobre una cinta los movimientos relativos masa-base. El gráfico obtenido se denomina acelerograma y su eje horizontal representa el tiempo mientras que el eje vertical representa las aceleraciones del suelo.

La respuesta de una estructura frente a un sismo determinado dependerá de las características dinámicas de la misma. Estas son básicamente sus frecuencias propias de vibración y su amortiguamiento. Para

comprender mejor esto puede analizarse un sistema con un grado de libertad. Este oscilador simple puede representarse como una masa unida a la base a través de un resorte y un amortiguador.

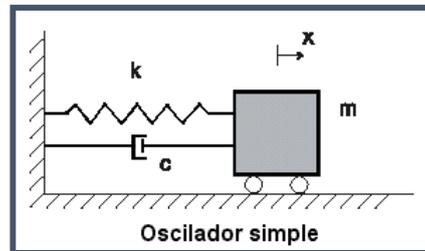


Figura 10

Las propiedades del oscilador son su masa m , su rigidez elástica k y su constante de amortiguamiento c (que en este caso se considera de tipo viscoso). Si este oscilador se somete a un acelerograma el valor máximo de aceleración (o de velocidad, o de desplazamiento) que sufrirá la masa depende de su frecuencia y de su amortiguamiento. Variando estas características del oscilador, varía la respuesta. Si se grafica el valor máximo de la respuesta obtenida, en función de la frecuencia del oscilador, se obtiene lo que se denomina espectro de respuestas. Las ordenadas del espectro de respuesta pueden ser aceleraciones, velocidades o desplazamientos de la masa. Las abscisas serán frecuencias, o bien su inversa: períodos. La respuesta de una construcción, puede estimarse a partir de espectros simples.

Para ello se considera que cada modo natural de vibración de la estructura se comporta como un oscilador simple, con su frecuencia propia. Combinando las respuestas de cada modo, puede estimarse la respuesta global. Este es uno de los procedimientos que se utilizan para evaluar la respuesta sísmica estructural y se lo denomina análisis modal espectral. Otros tipos de análisis se basan en utilizar directamente el acelerograma en vez del espectro de respuestas.

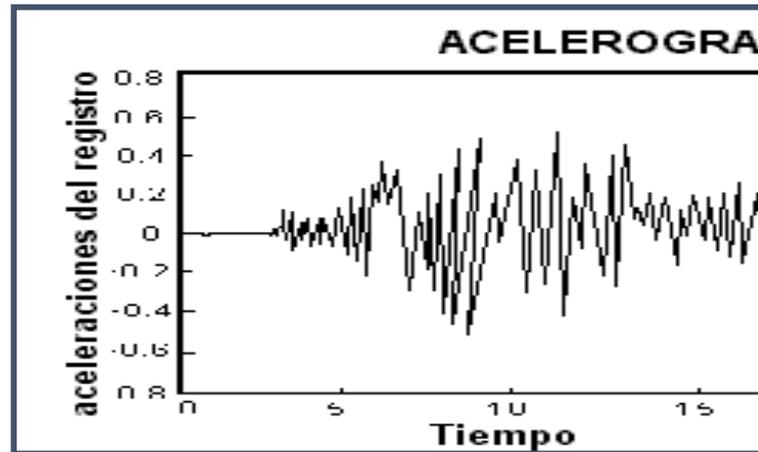


Figura 11

Con la historia de aceleraciones de la base (que representa el acelerograma), se calcula paso a paso la respuesta de la estructura. Este procedimiento denominado análisis paso a paso es más general que el anterior permitiendo el estudio de respuestas no-lineales. Finalmente hay procedimientos prácticos simplificados que se utilizan para el cálculo, utilizando el sistema de fuerza estática equivalente a la acción sísmica, tal es el caso del Método Estático, aplicable a los edificios corrientes.

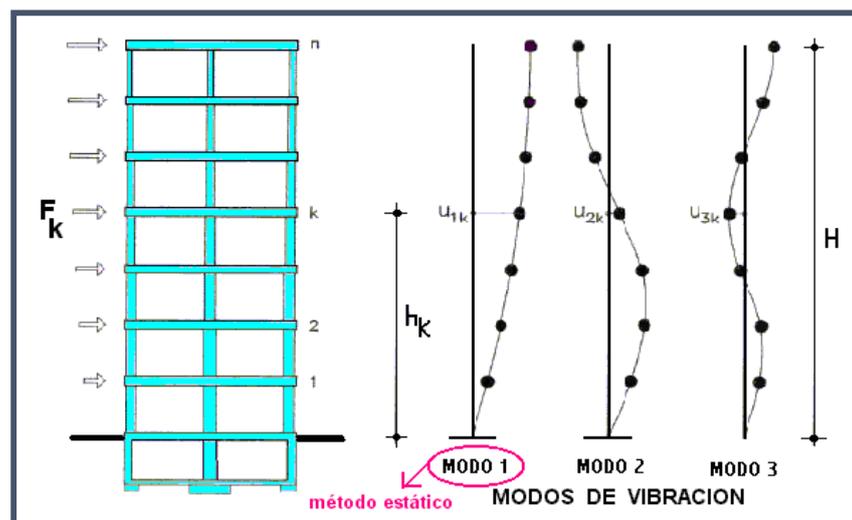


Figura 12

4.3.4.1 FUERZA CORTANTE BASAL SÍSMICA SEGÚN IBC 2012

FUERZA CORTANTE BASAL SISMICA SEGÚN IBC 2012/ASCE 7 - 10

PARAMETROS SISMICOS			
Categoría de ocupación	OC	II	[-]
Aceleraciones registradas en periodos cortos	Ss	1.1	[g]
Aceleraciones registradas en el periodo de 1 seg	S1	0.48	[g]
Clasificación del Lugar	SC	C	[-]
Tercer control de periodo	TL	4	[seg]
Altura de la Estructura	hn	60.37	[ft]

Nota: La clasificación SC fueron obtenidos de la tabla 20.3-1/ASCE 7-10 pag. 204, OC fueron obtenidos de la tabla 1604.5/IBC 2012

Parametros de movimiento del suelo

Usando las Tablas 1613.3.3(1) y 1613.3.3(2), obtenemos los coeficientes en periodos cortos y periodos a 1 seg. Respectivamente

$$F_a = 1$$

$$F_v = 1.32 \quad (\text{se obtiene por interpolación})$$

Máximas aceleraciones espectrales

Las máximas acelraciones en periodos cortos y periodos de 1seg, serán determinados por las ecuaciones 16-37 y 16-38 respectivamente: (IBC 2012/pag. 366)

$$S_{MS} = F_a S_s = 1(1.1g) = 1.1 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1.32(0.48g) = 0.63 \text{ g}$$

Determinación de la aceleración espectral de diseño

Aceleración en periodos cortos S_{DS} y de periodos largos S_{D1} se determinan según las ecuaciones 16-39 y 16-40 respectivamente: (IBC 2012/pag. 367)

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0.73 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0.42 \text{ g}$$

Factor de importancia de ocupación

Este factor será determinado de la tabla 1.5-2/ASCE 7-10 (Pag. 5) según la categoría OC = II

$$I = 1.00$$

Categoría de Diseño Sísmico

Se determina según las tablas 1613.3.5(1) y 1613.3.5(2)
(IBC 2012 Pag. 367)

Categoría para SDS = D

Categoría para SD1 = D

Por lo tanto será clasificado como categoría **D**

Selección de Sistema Estructural

Para determinar el sistema estructural utilizaremos la tabla 12.2-1 de ASCE 7-10, para muros de corte ordinario obtendremos:

R = 5

$\Omega_0 = 3$

Cd = 4.5

Periodo Fundamental Aproximado (T_a)

Este periodo se determina de la ecuación 12.8-7/ASCE 7-10:

$$T_a = C_t h_n^x$$

donde:

h_n es la altura de la edificación, los valores C_t y x los obtenemos de la tabla 12.8.2/ASCE 7-10 (Pag.90)

$h_n = 60.37$ ft

$C_t = 0.02$

$x = 0.75$

$$T_a = 0.02(60.37)^{0.75} = \mathbf{0.433 \text{ seg}}$$

(en ambas direcciones)

Periodo empírico ajustado $T = C_u T_a$

Este periodo lo determinamos con el coeficiente C_u de la tabla 12.8-1 del ASCE 7-10 con el valor SD1

SD1 = 0.422 g $C_u = 1.4$

$$T = 1.4(0.43) = 0.59 \text{ seg}$$

(en ambas direcciones)

Periodo determinado por el SAP2000 (T_{comp})

$T_y = 0.156$ seg

$T_x = 0.201$ seg

Para seleccionar el periodo a usar tendremos que verificar las siguientes condiciones:

- a. Si $T_{comp} > C_u T_a$, Usamos $C_u T_a$
- b. Si $T_a \leq T_{comp} < C_u T_a$, Usamos T_{comp}
- c. Si $T_{comp} < T_a$, Usamos T_a

Cumple la tercera condición (c): $T = 0.43 \text{ seg}$

CALCULO DE LA CORTANTE BASAL

$$V = C_s \cdot P$$

Donde:

C_s = Coeficiente de respuesta sismica que será determinado de acuerdo a la sección 12.8.1.1 (ASCE 7-10)

P = Peso de la edificación (ton)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.73/(5/1)}{1} = 0.147$$

$$C_{sMAX} = \frac{S_{DI}}{T(R/I)} = \frac{0.42/0.43(5/1)}{1} = 0.20$$

$$C_{sMIN} = 0.044 S_{DS} I = 0.044(0.73)(1) = 0.03$$

El coeficiente cumple con los coeficientes máximos y mínimos

$$C_s = 0.147$$

$$V = 0.147(P) \quad | \quad |$$

4.3.4.2 FUERZA CORTANTE BASAL SÍSMICA SEGÚN UBC 1997

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} \cdot P$$

Dónde:

C_v : Coeficiente Sísmico según Tabla 16-R/ UBC 1997

I: Factor de Importancia de la estructura según Tabla 16-K / UBC 1997

R: Coeficiente de respuesta del sistema resistente según Tabla 16-N / UBC1997

T: Período natural según dirección de análisis

P: Peso de la estructura

De acuerdo a recomendaciones del estudio geotécnico de suelos, cercanos al proyecto se considera Zona sísmica 4 del UBC, donde $Z = 0.4$.

La Zona en estudio está constituido por suelo areno gravoso de origen aluvial compuesto por cantos rodados, bloque y gravas arenosas también con buenas propiedades como terreno de fundación.

Capacidad de carga aproximado es: **qadm = 1.898 Kg/cm²**

Con los datos obtenidos es posible clasificar al suelo (Tabla 16-J de UBC 1997) como tipo S_B ; Por seguridad lo clasificaremos como S_C y con los siguientes parámetros:

- C_v (Tabla 16-R/UBC 1997) considerando $N_v = 1.0$ es $C_v = 0.56$.
- C_a (Tabla 16-Q/ UBC 1997) considerando $N_a = 1.0$ es $C_a = 0.40$
- Factor de importancia (Tabla 16-K/ UBC 1997) $I = 1$
- El Factor de Reducción según el sistema estructural (Tabla 16-N/ UBC 1997) $R = 5.5$

El cálculo del período fundamental (T_x , T_y) en la dirección de análisis se realizó con la ayuda del programa SAP 2000 (se incluye para masa sísmica los elementos de acero y revestimiento) resultando:

- $T_y = 0.1554$ (seg.)
- $T_x = 0.2238$ (seg.).

Para obtener los periodos del edificio no se considera la masa del puente grúa, por ser una condición menos conservadora.

Con los parámetros anteriormente descritos la fuerza cortante basal sísmica en función de la masa sísmica es:

$$V_x = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T_x} \cdot P \qquad \mathbf{V_x = 0.455 P < V_{max1}; V_{max2}}$$

$$V_y = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T_y} \cdot P \qquad \mathbf{V_y = 0.655 P < V_{max1}; V_{max2}}$$

$$V_{max1} = \frac{(2.5 \cdot C_a \cdot I)}{R} \cdot P \qquad \mathbf{V_{max 1} = 0.182 P}$$

$$V_{max2} = \frac{(0.8 \cdot Z \cdot N_v \cdot I)}{R} \cdot P \qquad \mathbf{V_{max 2} = 0.058 P}$$

Luego el corte sísmico es el máximo en ambas direcciones (V_{MAX1}). La fuerza cortante basal sísmica en función de la masa sísmica calculada con el código UBC 1997 será: $\mathbf{V = 0.182 P}$

4.3.4.3 FUERZA CORTANTE BASAL SÍSMICA SEGÚN NORMA E – 030

Para los diseños sísmicos que utilicen la Norma E-030, la fuerza cortante en la base de la estructura se debe calcular de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Dónde:

- Z: Factor de Zona según Tabla N° 1 NTE E.030
- U: Factor de Importancia de la estructura según Tabla N° 3 NTE E.030

$$C = 2.5 \cdot \left[\frac{T_p}{T} \right] < 2.5 \quad (\text{Factor de amplificación sísmica})$$

Donde $C/R \geq 0.125$

- T_p : Parámetro que depende del tipo de suelo según Tabla N° 2 NTE E.030
- T: Período natural según dirección de análisis
- S: Parámetro que depende del tipo de suelo según Tabla N° 2 NTE E.030
- P: Peso de la estructura según indicaciones artículo 16.3 NTE E.030 2003
- R: Coeficiente de reducción de fuerza sísmica según material y sistema estructural de acuerdo a Tabla N° 6 NTE E.030

De acuerdo a recomendaciones del estudio de mecánica de suelos el sector se puede clasificar como zona 3 cuyo factor de zona corresponde $Z = 0.4$ (Tabla N° 1 Norma E-030).

Las características del suelo, para efectos de aplicar la norma sísmica, es suelo S2 cuyos parámetros asociados corresponden a $T_p = 0.6$ (seg.) y $S = 1.2$ (Tabla N° 2 Norma E-030), se asume por seguridad.

Se considera un coeficiente de reducción $R = 6.0$ (Tabla N° 6 Norma E-030) y un factor de importancia $U = 1.0$ (Tabla N° 3 Norma E - 030).

$$T_x = 0.2238 \text{ seg.}$$

$$T_y = 0.1554 \text{ seg}$$

Con los parámetros anteriormente descritos, la fuerza cortante en la base de la estructura en función de la masa sísmica es:

$$C_x = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T_x}\right) = 6.70 \text{ este valor debe ser menor que } < 2.5$$

.....No

$$C_y = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T_y}\right) = 9.65 \text{ este valor debe ser menor que } <$$

2.5No Como los valores superan a 2.5, se asumirá este valor:

$$C_x = C_y = 2.5$$

$$\text{Dónde: } \frac{C}{R} = \frac{2.5}{6.0} = 0.42 > 0.125 \dots \dots OK$$

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P = 0.20 \cdot P$$

$$V_{MAX} = \frac{Z \cdot U \cdot C_{MAX} \cdot S}{R} \cdot P = 0.20 \cdot P$$

$$V = 0.147 \cdot P \text{ (según IBC)}$$

$$V = 0.182 \cdot P \text{ (según UBC)}$$

$$V = 0.20 \cdot P \text{ (según Norma E-030) (ES SUPERIOR)}$$

Comparando los resultados de la fuerza cortante basal sísmica calculada, según Norma E-030, Código UBC 1997 y Código IBC 2012, resultando la mayor fuerza basal sísmica en función de la masa, la calculada según el **RNE E-030, por lo tanto, se utilizará este valor para el diseño.**

4.3.4.4 ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN IBC-2012

Parámetros Sísmicos

Aceleración en los periodos cortos	S_s	1.10 (g)
Aceleración en un periodo de 1s	S_1	0.45 (g)
Clasificación de Sitio	SC	D -
Coefficiente de Sitio en los periodos cortos	F_a	1.00 -
Coefficiente de Sitio en un periodo de 1s	F_v	1.55 -
aceleración máxima en periodos cortos	S_{MS}	1.10 (g)
aceleración máxima en un periodo de 1s	S_{M1}	0.70 (g)
aceleración de diseño en periodos cortos	S_{DS}	0.73 (g)
aceleración de diseño en periodo de 1s	S_{D1}	0.47 (g)
primer periodo de control	T_0	0.13 sec.
segundo periodo de control	T_s	0.63 sec.
tercer periodo de control	T_1	4.00 sec.
periodo natural de estructura	T	0.40 sec.
Coefficiente de Modificación de Respuesta	R	5.00 -
Categoría de Ocupación	OC	II -
Factor de Importancia de Ocupación	I	1.00 -

Espectro de Respuesta Elástico (sin consideración de R/I)

$S_a(T) = S_{DS} \times (0.4 + 0.6 \times T/T_0)$	para	$0 \leq T \leq T_0$
$S_a(T) = S_{DS}$	para	$T_0 \leq T \leq T_s$
$S_a(T) = S_{D1} / T$	para	$T_s \leq T \leq T_L$
$S_a(T) = S_{D1} \times T_L \times / T^2$	para	$T_L \leq T$

Espectro de Diseño (bajo consideración de R/I)

$C_s(T) = S_{DS} \times I / R$	para	$0 \leq T \leq T_s$
$C_s(T) = S_{D1} \times I / (R \times T)$	para	$T_s \leq T \leq T_L$
$C_s(T) = S_{D1} \times T_L \times I / (R \times T^2)$	para	$T_L \leq T$

Figura 13

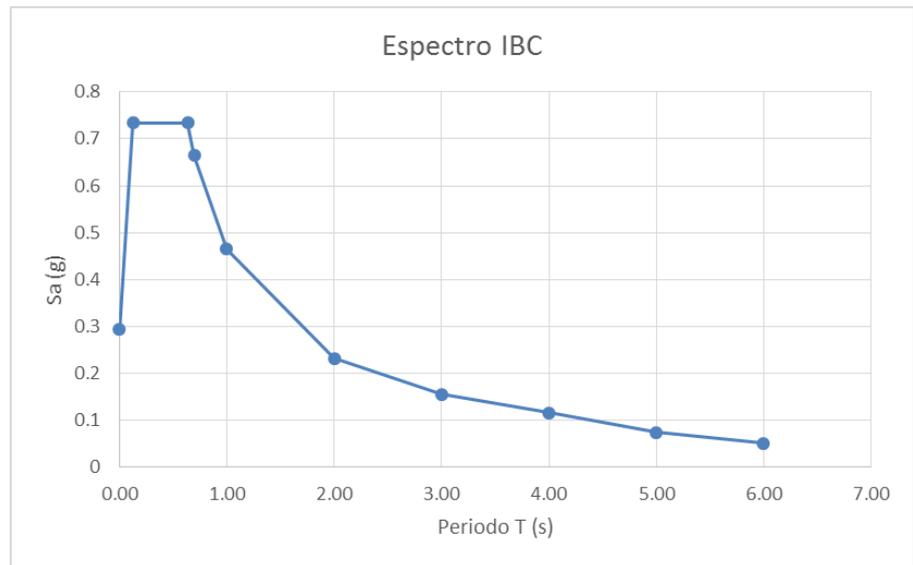
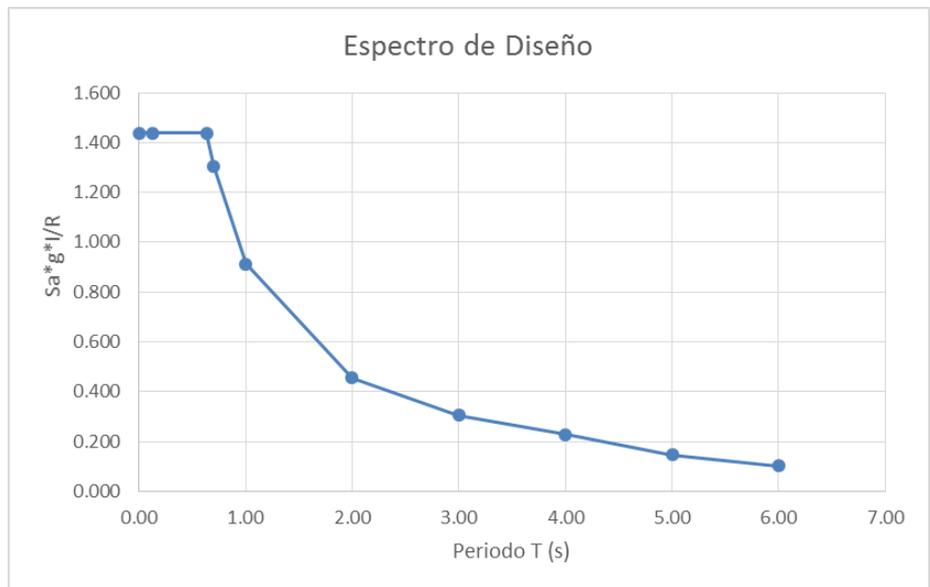


Tabla 09

T	Sa	Sa*g/R
0.00	0.2933	1.439
0.13	0.7333	1.439
0.63	0.7333	1.439
0.70	0.6643	1.303
1.00	0.465	0.912
2.00	0.2325	0.456
3.00	0.155	0.304
4.00	0.1163	0.228
5.00	0.0744	0.146
6.00	0.0517	0.101

Figura 14



$$S_{a_{max}} = 1.439$$

4.3.4.5 ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN UBC-1997

DATOS:

$$\begin{aligned}
 C_a &= 0.40 & C_v &= 0.40 \\
 T_s &= C_v / (2.5 * C_a) = 0.40 \\
 T_o &= 0.08 \\
 2.5 * C_a &= 1.00
 \end{aligned}$$

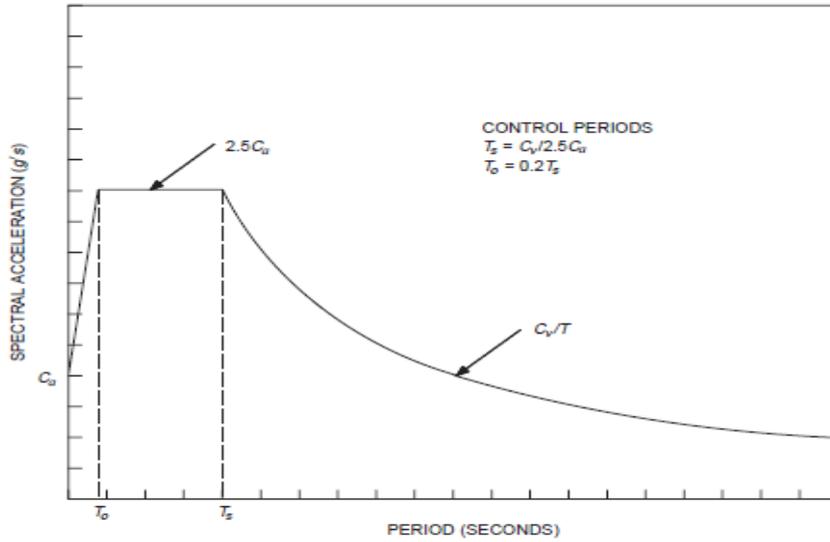


Figura 15 Espectro Respuesta de Diseño

T	Sa	Sa*g/R
0	0.4000	0.7135
0.08	1.0000	1.7836
0.4	1.0000	1.7836
0.40	1.0000	1.7836
0.60	0.6667	1.1891
0.80	0.5000	0.8918
1.00	0.4000	0.7135
1.20	0.3333	0.5945
1.40	0.2857	0.5096
1.60	0.2500	0.4459
1.80	0.2222	0.3964
2.30	0.1739	0.3102
2.80	0.1429	0.2548
3.30	0.1212	0.2162
3.80	0.1053	0.1878
4.30	0.0930	0.1659
4.80	0.0833	0.1486
5.80	0.0690	0.1230
6.80	0.0588	0.1049
7.80	0.0513	0.0915
8.80	0.0455	0.0811
9.80	0.0408	0.0728

TABLA 10

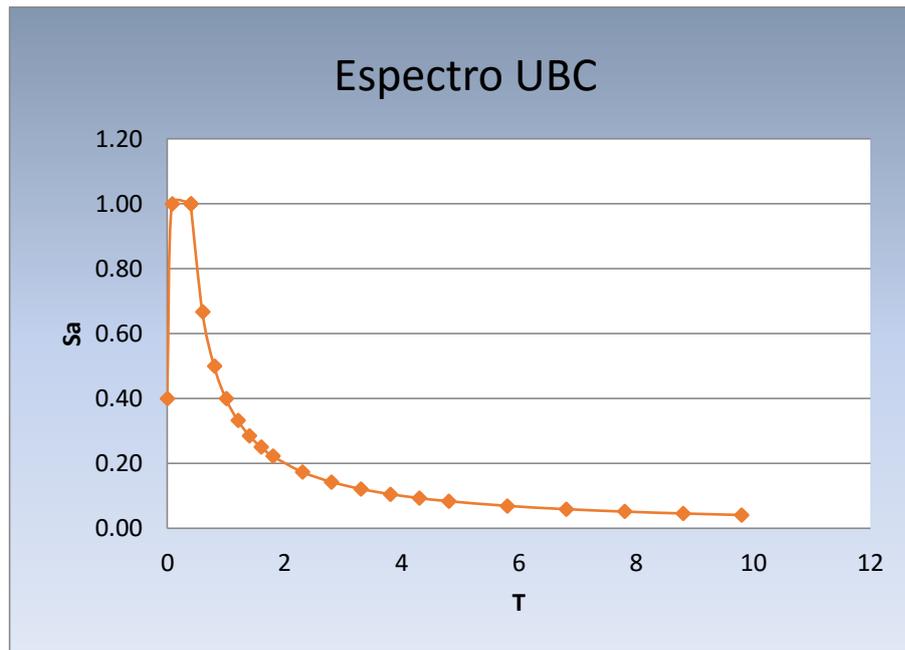


Figura 16 Espectro Respuesta UBC

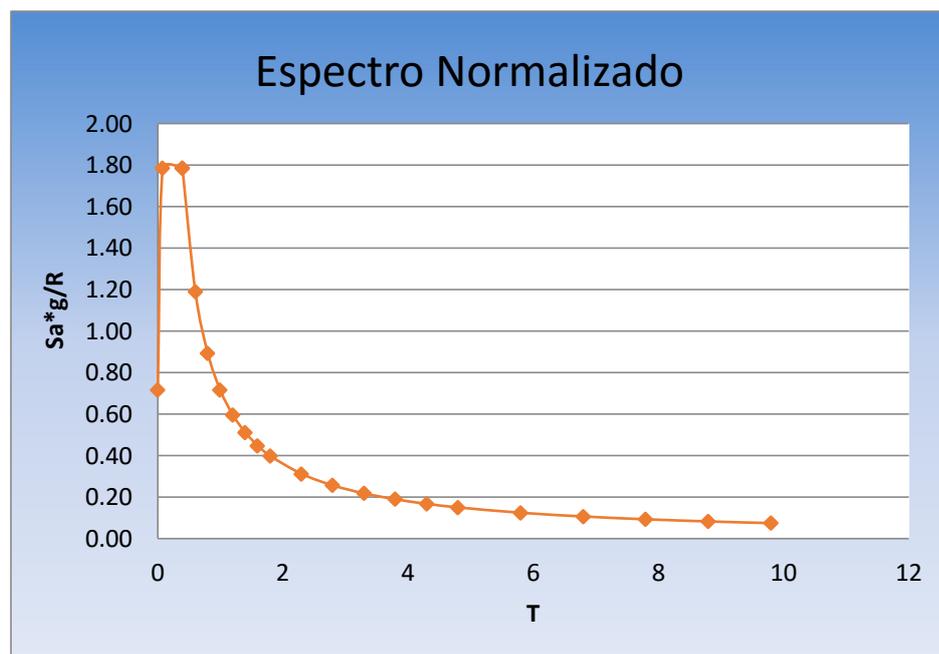


Figura 17 Espectro de Diseño UBC

$$Sa_{max} = 1.7836$$

4.3.4.6 ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN NORMA E – 030

Se trabajó con la combinación cuadrática completa (CQC), con 5% de amortiguamiento. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los parámetros sísmicos que se listan en la tabla siguiente.

Parámetros para el Análisis Sísmico

Factor de zona (zona 3)	$Z = 0.4$
Factor de uso e importancia (categoría C)	$U = 1.00$
Factor de suelo (S2)	$S = 1.20$
Período para definir espectro de seudo aceleración	$T_p = 0.6 \text{ s}$
Reducción de la respuesta:	$R = 6$

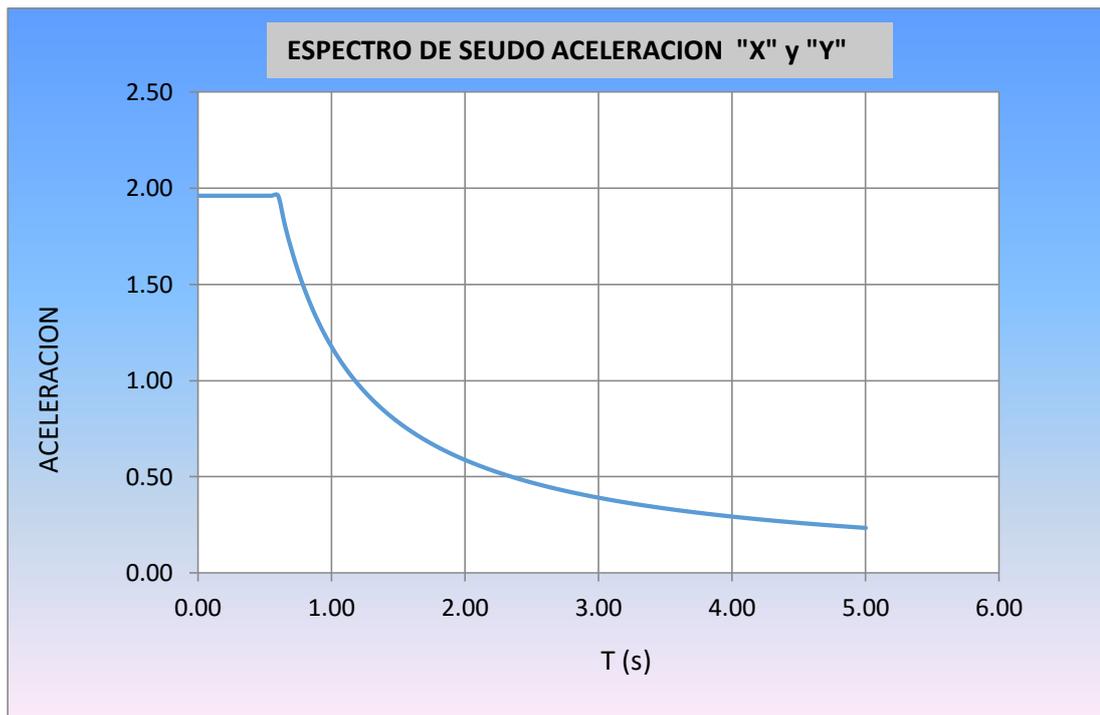


Figura 18 Espectro Respuesta Seudo-aceleración "X" y "Y"

$$Sa_{max} = 1.962$$

TABLA 11

X	C=2.5(TP/T)	Sa = Z.U.C.S .G/R
T	C (norma)	Sa
0.01	2.5	1.96
0.10	2.5	1.96
0.20	2.5	1.96
0.30	2.5	1.96
0.40	2.5	1.96
0.50	2.5	1.96
0.60	2.50	1.96
0.70	2.14	1.68
0.80	1.88	1.47
0.90	1.67	1.31
1.00	1.50	1.18
1.10	1.36	1.07
1.20	1.25	0.98
1.30	1.15	0.91
1.40	1.07	0.84
1.50	1.00	0.78
1.60	0.94	0.74
1.70	0.88	0.69
1.75	0.86	0.67
1.80	0.83	0.654
1.85	0.81	0.64
1.90	0.79	0.62
1.95	0.77	0.60
2.00	0.75	0.59
2.05	0.73	0.57

Por lo tanto:

$Sa_{max} = 1.4388$ Aceleración espectral máxima según IBC 2013

$Sa_{max} = 1.7836$ Aceleración espectral máxima según UBC 1997

$Sa_{max} = 1.962$ Aceleración espectral máxima según RNE E-030

De los resultados obtenidos podemos apreciar que el valores máximo se encuentra en la Aceleración Espectral según el RNE E-030. Por tal motivo para el análisis sísmico dinámico y diseño se realizará con este espectro de respuesta.

4.3.5.1 CARGAS DEL PUENTE GRÚA

Para el diseño de las columnas se considera como caso más desfavorable que el puente grúa se ubica sobre el Eje 2.

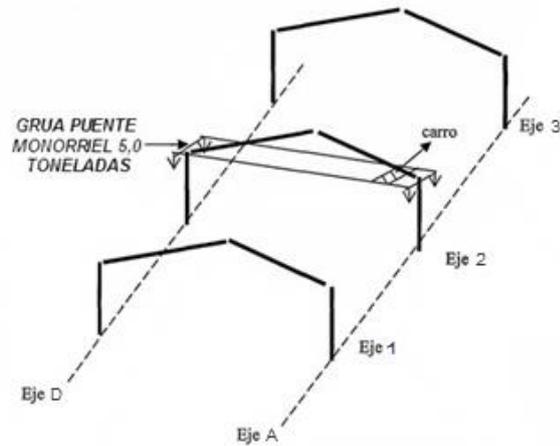


Figura 20

C_{ss} = Carga lateral debido al funcionamiento de un puente grúa en dirección transversal (+) y.

C_i = Impacto vertical debido al funcionamiento de un puente grúa.

C_{ls} = Tracción longitudinal debido al funcionamiento de un puente grúa.

C_{vs} = Máxima carga vertical debido al funcionamiento de un puente grúa.

C_d = Peso propio del puente grúa sin carga, sin efecto dinámico y ubicados en la posición de máximo efecto sísmico.

Comparando el **artículo 3.4.5 de la NTE E.020** y el **AISE N° 13**, se tomará para efectos de análisis y diseño las especificaciones de esta última.

DATOS DEL PUENTE GRÚA

Capacidad de carga de levante	5.00 Tnf
Peso de puente	3.75 Tnf
Peso del polipasto o carro	0.59 Tnf
Peso Total	4.34 Tnf

$$\text{Carga máx. por rueda} = \frac{\text{peso de puente}}{4} + \frac{\text{peso de carro}}{2} + \frac{\text{cap. Levante}}{2}$$

$$\text{Carga máx. por rueda} = 0.9375 + 0.295 + 2.50$$

$$\text{Carga máx. por rueda} = 3.7325 \text{ Tnf}$$

Separación de las ruedas en viga testera =	2.80 m	=	d
Separación de las ruedas en polipasto =	1.70 m	=	
Separación entre ejes de viga de carga, Transv	18.00 m	=	Lt
Separación entre ejes de viga carrilera, Longitu	6.00 m	=	LI
Se asume que el carro se encuentra a =	1.00 m		

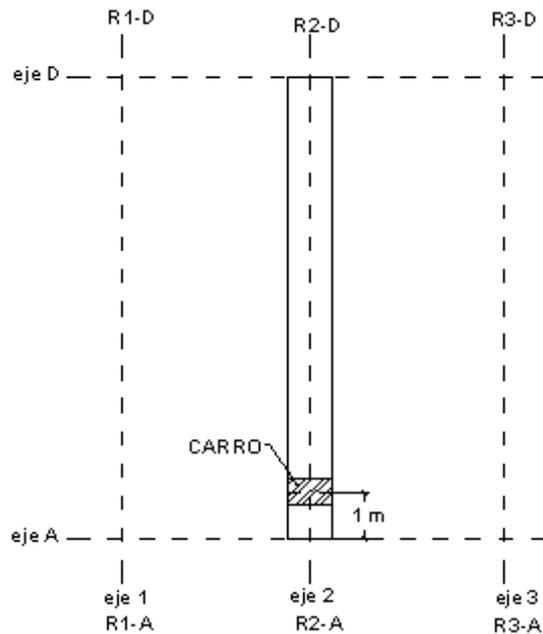
Aspectos dinámicos y según Informe Técnico AISE N° 13

Ci = 25% Cmax Impacto Vertical (Cmax = Carga Máxima en la rueda motriz)

Css = 40%.Cl Impacto Lateral (Cl = Carga de Levante)

Cls = 20%.Cmax Impacto Longitudinal (Cmax = Carga máxima en la rueda motriz)

Figura 21
Planta Puento Grúa



C_d = Peso Propio de los puentes grúa sin carga, sin efecto dinámico y ubicado en la posición de máximo efecto sísmico se asume que el carro se encuentra a 1m. del eje A

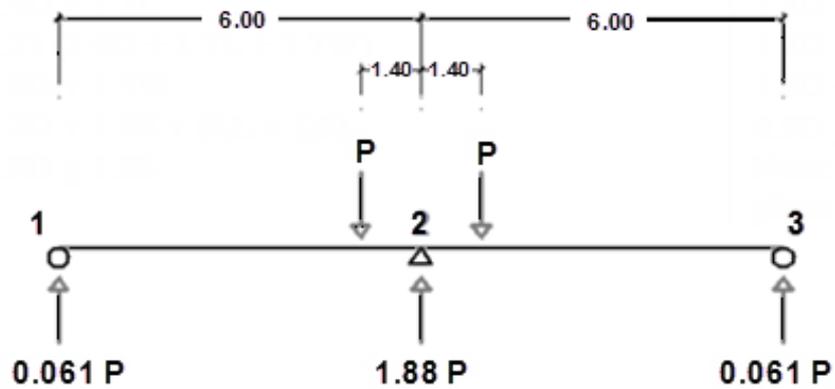


Figura 22
Reacciones

$$R2-A = R2-D = 1.8777 P$$

$$R1-A = R3-D = 0.061 P$$

Donde:

$$PejeA = \text{Peso Puente}/4 + (\text{Peso Carro} \times 17 \text{ m}/18 \text{ m})/2$$

$$PejeA = 1.2161 \text{ Tnf}$$

$$PejeD = \text{Peso Puente}/4 + (\text{Peso Carro} \times 1 \text{ m}/18 \text{ m})/2$$

$$PejeD = 0.9539 \text{ Tnf}$$

$$R2-A = 2.283 \text{ Tnf}$$

$$R2-D = 1.791 \text{ Tnf}$$

$$R1-A = R3-A = PejeA \times 1 \text{ m}/6 \text{ m} = 0.074 \text{ Tnf}$$

$$R1-D = R3-D = PejeD \times 1 \text{ m}/6 \text{ m} = 0.058 \text{ Tnf}$$

CVS = Máxima carga vertical debido al funcionamiento de un puente grúa.

Considerando que el puente grúa levanta su máxima capacidad cercana al Eje entonces:

$$PejeA = C_{\text{max}} \text{ por rueda} = 3.7325 \text{ Tnf}$$

$$PejeD = \text{Peso Puente}/4 + (\text{Peso Carro} \times 1 \text{ m}/18 \text{ m})/2 = 0.954 \text{ Tnf}$$

$$R2-A = 7.008 \text{ Tnf}$$

$$R2-D = 1.791 \text{ Tnf}$$

$$R1-A = R3-A = 0.228 \text{ Tnf}$$

$$R1-D = R3-D = 0.058 \text{ Tnf}$$

Ci = Impacto vertical debido al funcionamiento del puente grúa

$$PejeA = 25\% C_{\text{max}} = 0.933 \text{ Tnf}$$

$$PejeD = 25\% PejeD = 0.238 \text{ Tnf}$$

$$R2-A = 1.752 \text{ Tnf}$$

$$R2-D = 0.448 \text{ Tnf}$$

$$R1-A = R3-A = 0.057 \text{ Tnf}$$

$$R1-D = R3-D = 0.015 \text{ Tnf}$$

Css = Carga Lateral debido al funcionamiento de un puente grúa

$$C_{\text{ss}} = 40\% \cdot C_i = 2.00 \text{ Tnf}$$

Se aplica sobre la columna, Eje A - EJE B

Cls = Tracción longitudinal debido al funcionamiento de un puente grúa:

$$C_{\text{ls}} = 20\% \cdot C_{\text{max}} = 0.747 \text{ Tnf}$$

Para C_{ss} se tiene:

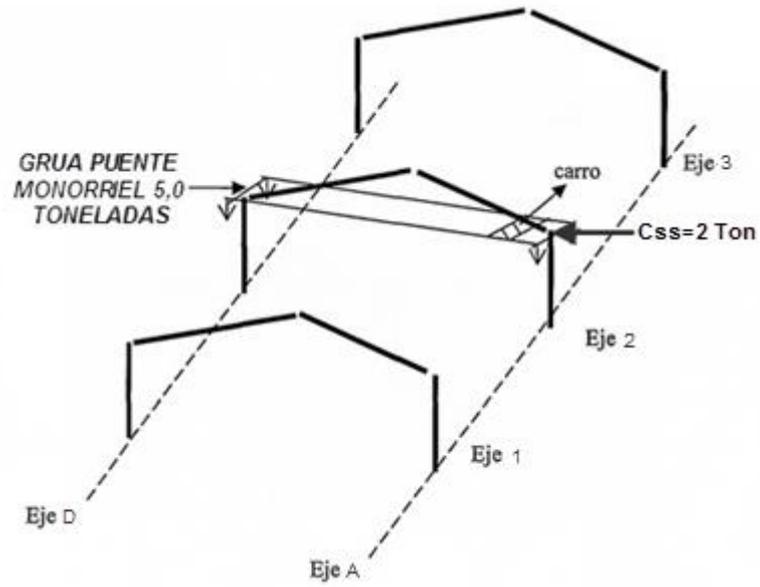


Figura 23

Para C_{vs} se tiene:

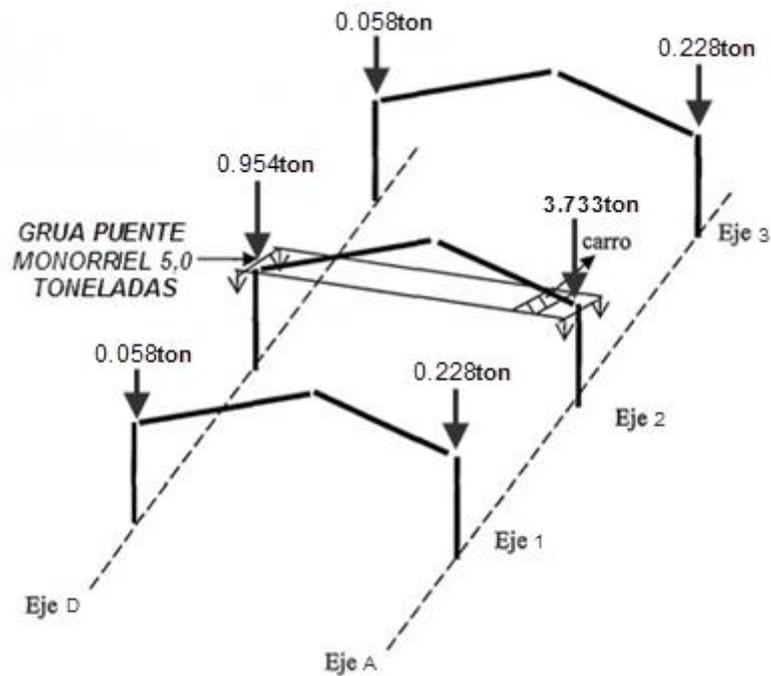


Figura 24

Para Cd se tiene:

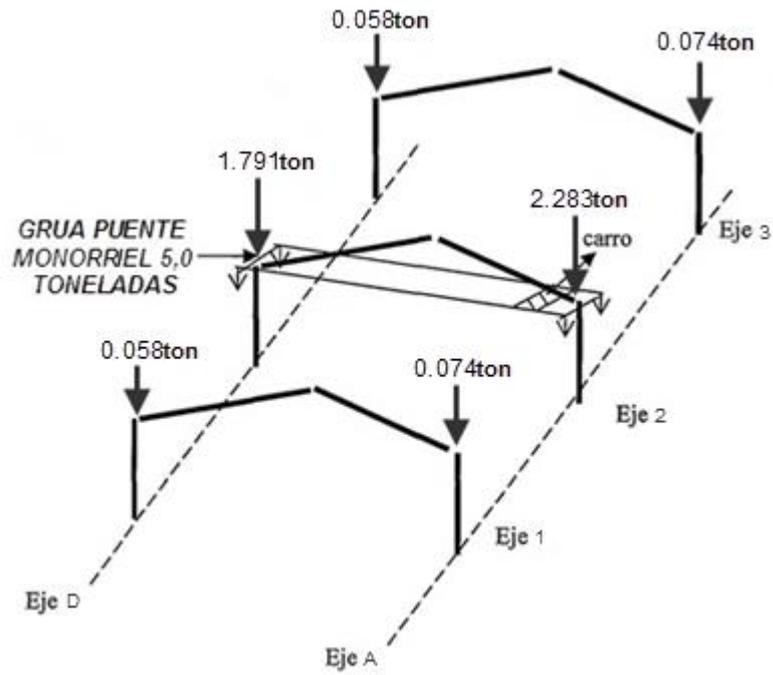


Figura 25

Para Ci se tiene:

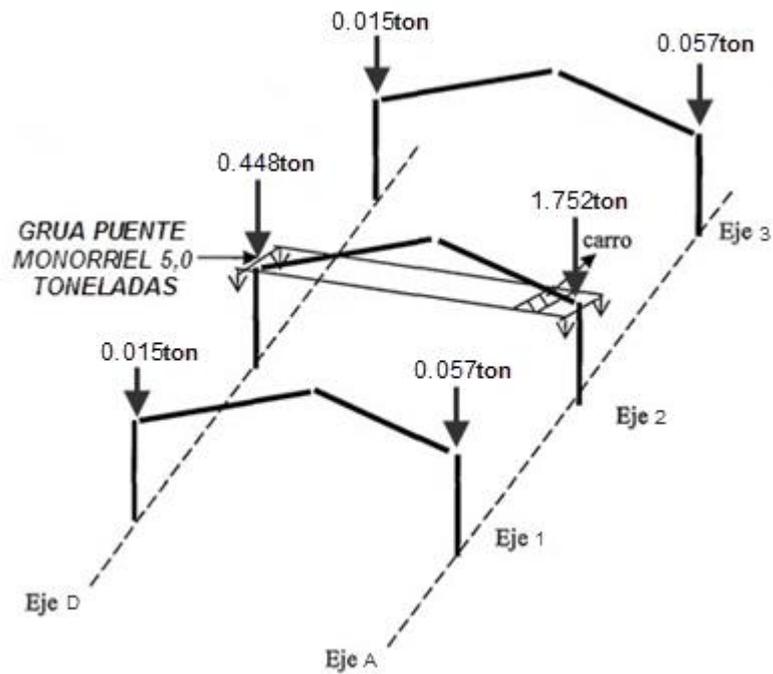


Figura 26

Para Cls se tiene:

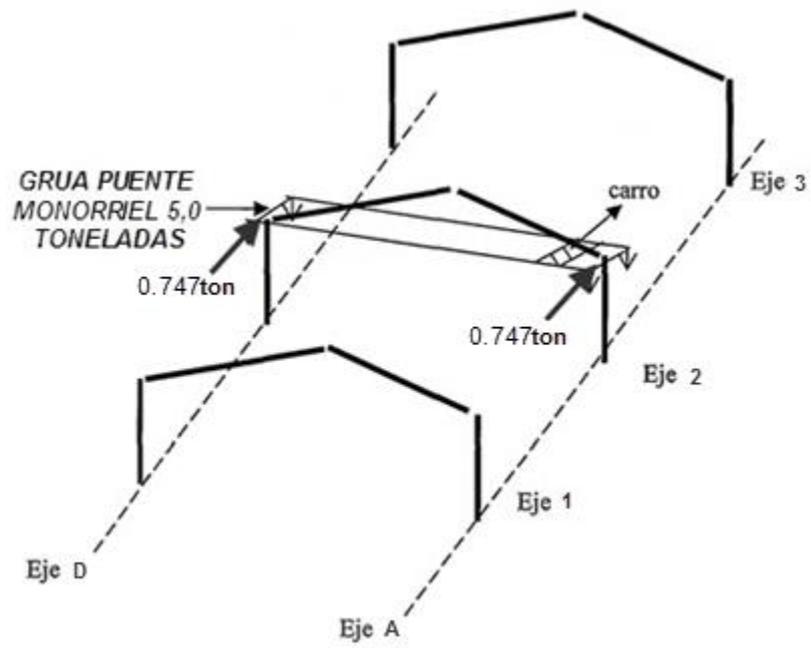


Figura 27

4.4 ESTRUCTURACIÓN

La estructura se encuentra conformada por pórticos de concreto armado en el nivel inferior y estructuras metálicas en el nivel superior.

En la estructura del nivel inferior se han utilizado pórticos mixtos y albañilería armada; considerando el uso de muros de corte (placas) y columnas, estando estos elementos conectados por vigas peraltadas.

Para la estructuración y análisis del edificio, se consideró dos direcciones principales: una paralela al norte, denominada dirección longitudinal X y la otra perpendicular al Norte, denominada dirección transversal Y.

Para labores de mantención, la Planta Industrial contará con una mono viga de capacidad de levante de 5.0 ton. A nivel de tope superior de la viga carrilera, se considera un ángulo de conexión que permite transmitir las solicitaciones laterales del puente grúa al Edificio. La grúa posee condición deslizante longitudinal en uno de sus extremos, de esta forma se asegura que esta solo actúa para cargas verticales debido al porta grúa y no forma parte del sistema resistente a solicitaciones de viento y sismo.

4.4.1 MODELO COMPUTACIONAL

Para el cálculo de la estructura se considera un modelo computacional realizado en SAP 2000 en 3D, en este modelo las vigas y columnas son representadas mediante elementos tipo barra.

En el modelo se agrega una ménsula metálica lo cual conectará las vigas carril.

En la siguiente figura se muestra el modelo computacional.

VISTA DEL MODELO TRIDIMENSIONAL

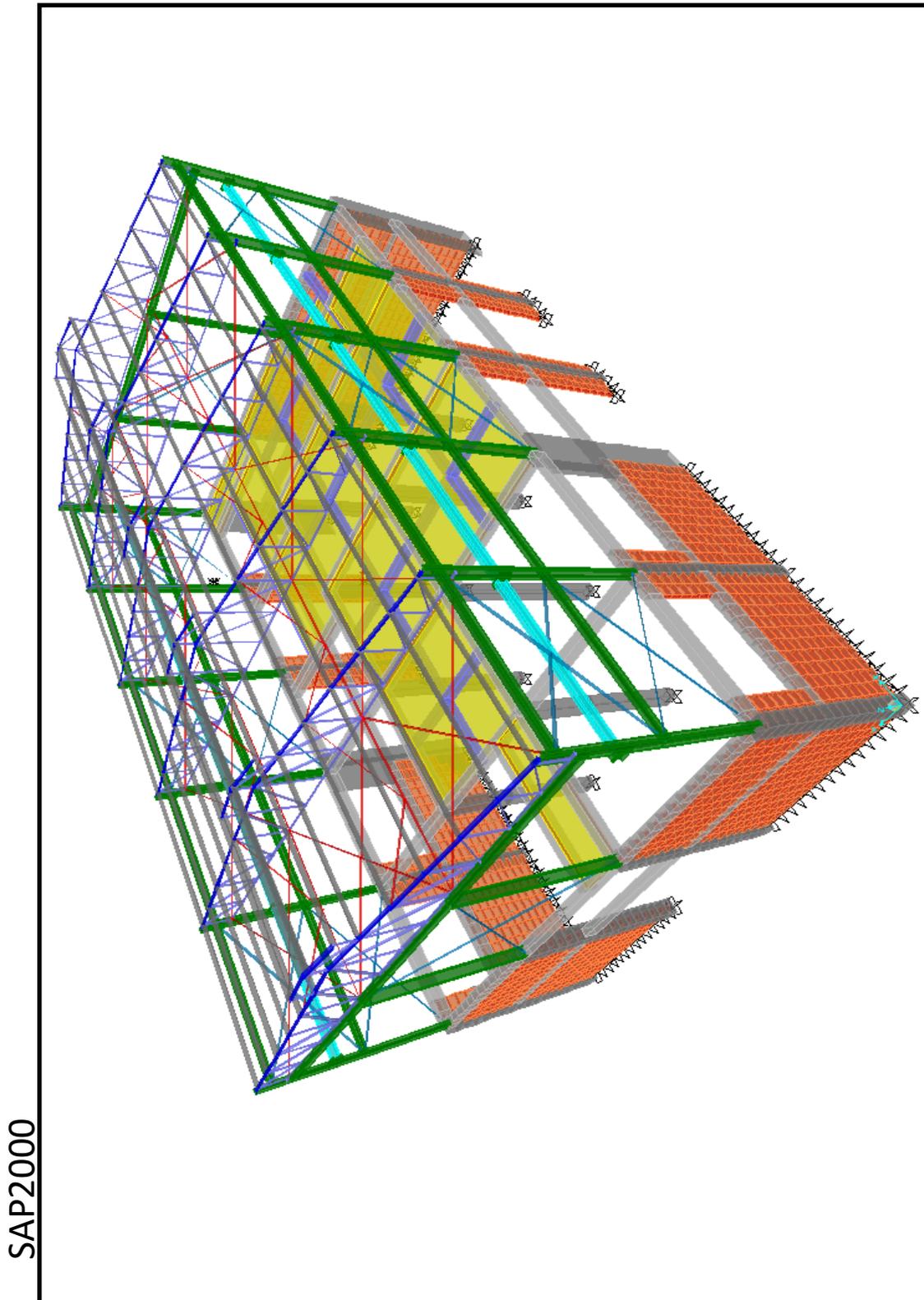


Figura 28 - SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: VISTA MODELO TRIDIMENSIONAL

4.4.2 SOLICITACIONES

Debido que mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico, es recomendable que la estructura sea lo más simple y sencilla de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico sea lo más real posible. También debe evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas consideradas, pues generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones. Por ello es recomendable seguir los siguientes criterios para la estructuración del edificio

a) Simetría y Simplicidad

La estructura debe ser lo más simple posible, porque la experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos y esto se debe a que nuestra habilidad para predecir e idealizar el comportamiento de estructuras simples es mayor, a la vez la simetría en las dos direcciones de la estructura es recomendable para evitar los efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos.

b) Resistencia y Ductilidad

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones, es decir se debe asegurar que existan por lo menos dos direcciones ortogonales donde la resistencia sísmica garantice la estabilidad de la estructura.

c) Hiperestaticidad y Monolitismo

Toda estructura debe tener una disposición hiperestática de tal manera de lograr una mayor capacidad resistente al permitir que al formarse las rotulas plásticas se disipe mejor la energía sísmica.

d) Uniformidad y Continuidad de la Estructura

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos.

e) Rigidez Lateral

Las estructuras deben ser provistas de la suficiente cantidad de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales, para ser capaces de resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes.

f) Existencia de Diafragmas Rígidos

Se debe considerar como hipótesis la existencia de una losa rígida en el plano de la estructura, que permita la idealización de esta como una unidad donde las fuerzas horizontales puedan distribuirse en los elementos verticales (placas y columnas) de acuerdo a su rigidez lateral.

g) Elementos No Estructurales

En todas las estructuras existen elementos no estructurales tales como tabiques, parapetos, etc., ocasionando sobre la estructura efectos positivos y negativos siendo los más importantes:

El principal efecto positivo es el que colaboran aun mayor amortiguamiento dinámico, pues al agrietarse contribuyen a la disipación de energía sísmica aliviando de esta manera a los elementos resistentes.

Lo negativo es que al tomar esfuerzos no previstos en el cálculo distorsionan la distribución prevista de esfuerzos.

Otro aspecto desfavorable se da que al tener una cantidad de tabiques estos pudiesen alterar modificar el centro de rigidez de la estructura y con ello ocasionar efectos torsionales muy desfavorables.

h) Sub-Estructura o Cimentación

La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe tener una acción integral de la misma durante el sismo.

4.4.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Las características de los materiales fueron seleccionadas de acuerdo a los criterios más óptimos, para cumplir las exigencias mínimas de las normativas utilizadas:

Concreto

Concreto	$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$Fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
Peso del concreto (RNC).	$Wc = 2,400 \text{ Kg/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E = 217,370.65 \text{ Kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	$\mu = 0.20$

Albañilería y tabiques (asumidos)

Bloque de calidad intermedia	$f' b = 60 \text{ kg/cm}^2$
Grout	$f' c = 140 \text{ kg/cm}^2$
Pilas rellenas con grout	$f' m = 70 \text{ kg/cm}^2$
Mortero tipo P2	Cemento-arena 1: 4

Muretes: resistencia a corte puro	$V'm = 5.0 \text{ kg/cm}^2 = 50 \text{ ton/m}^2$
Peso del muro de albañilería.	$Wt = 2000 \text{ Kg/m}^3$
Peso del muro tabique.	$Wt = 2000 \text{ Kg/m}^3$
Módulo de elasticidad	$Em = 37,000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	$Gm = 14,800 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	$\mu = 0.25$

Acero Estructural

Acero estructuras ASTM A 36	$F_y = 2,531 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia a la Tracción	$F_u = 4,077.8 \text{ Kg/cm}$
Módulo de Poisson	$\mu = 0.30$
Módulo de corte	$Gm = 784,193 \text{ kg/cm}^2$

4.4.4 PESO PROPIO Y CARGA MUERTA

SAP2000

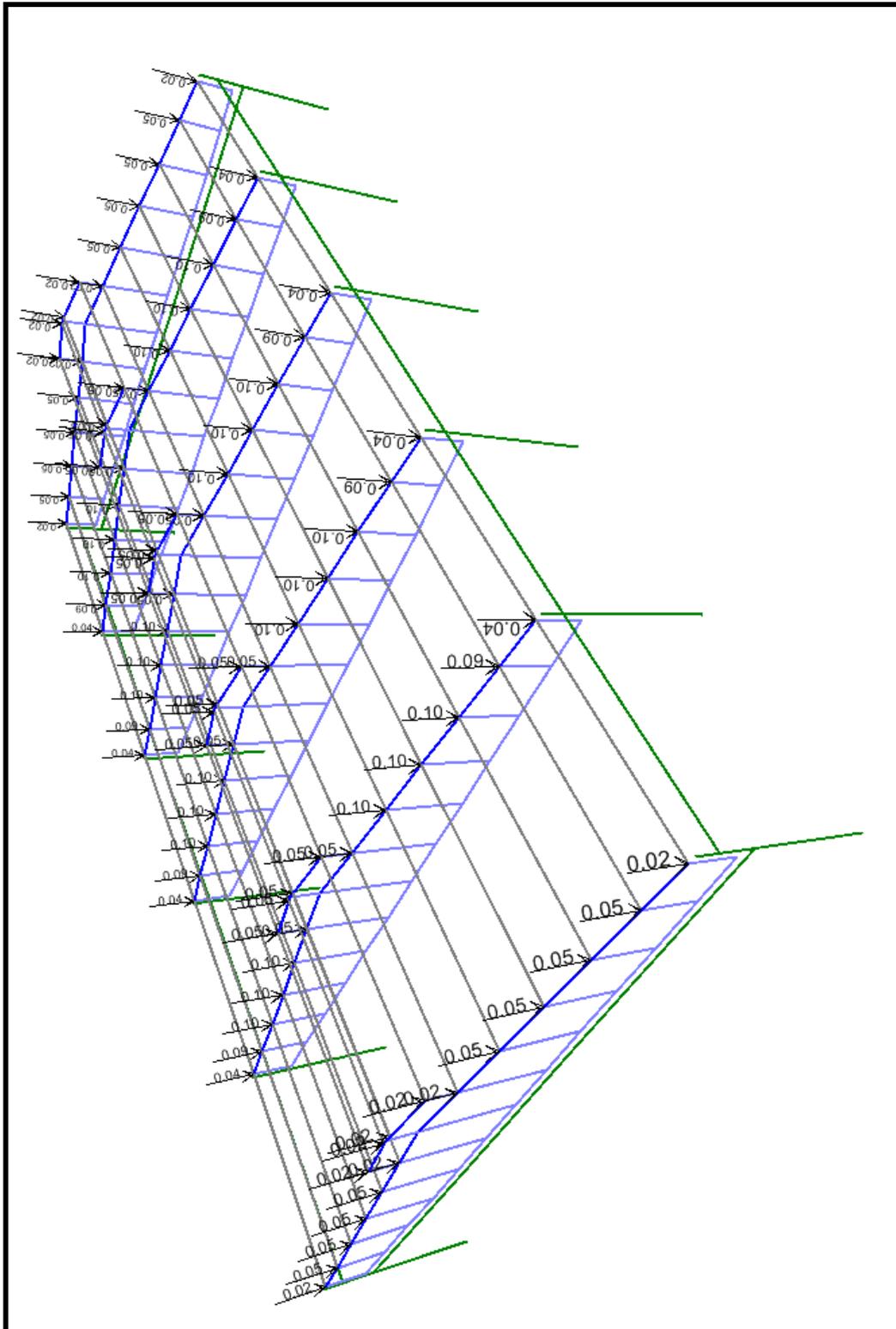


Figura 29 SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: CARGA DE COBERTURA SOBRE EL TIJERAL Tn

SAP2000

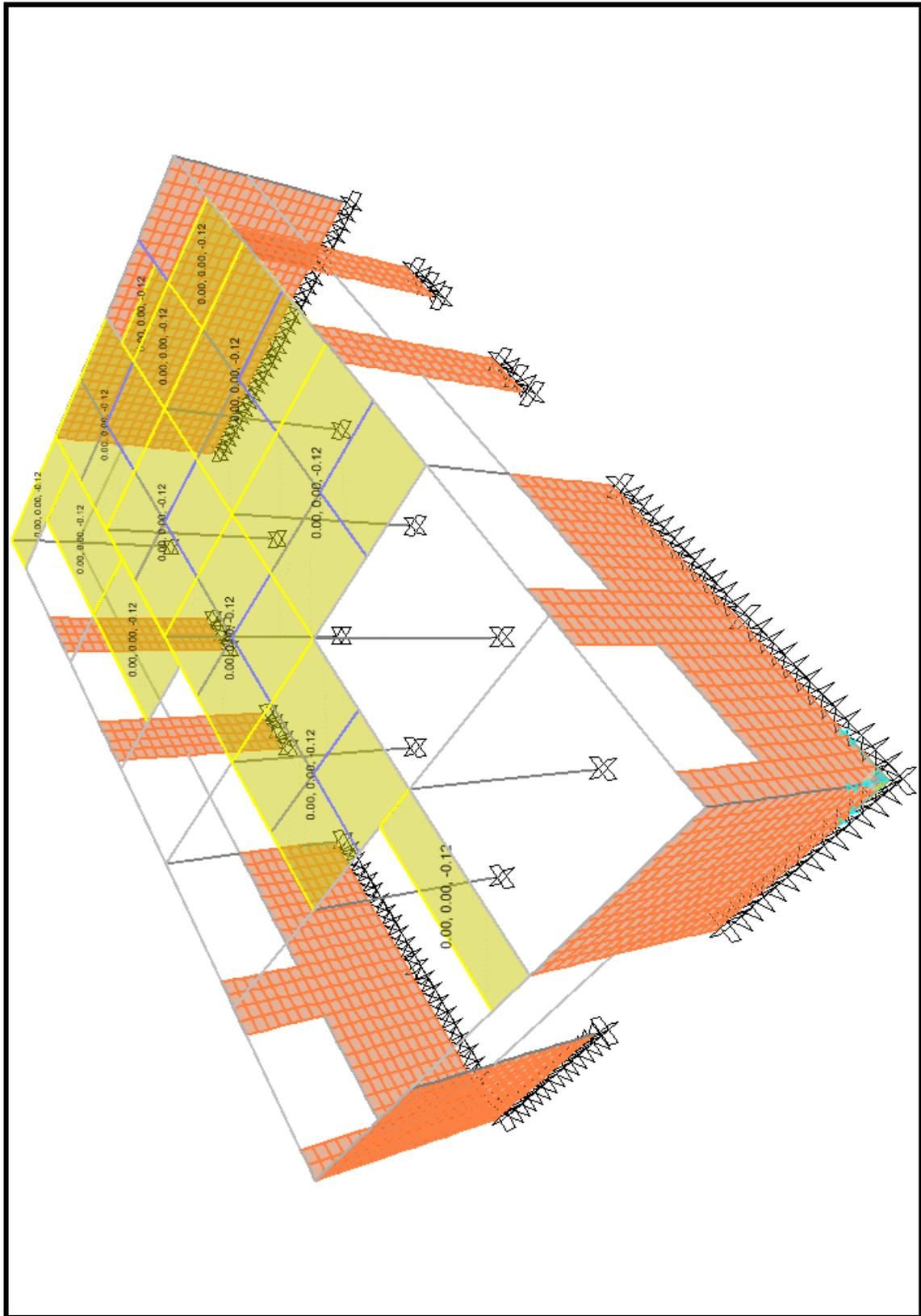


Figura 31- CARGA MUERTA DE PISO TERMINADO Tn/m

SAP2000

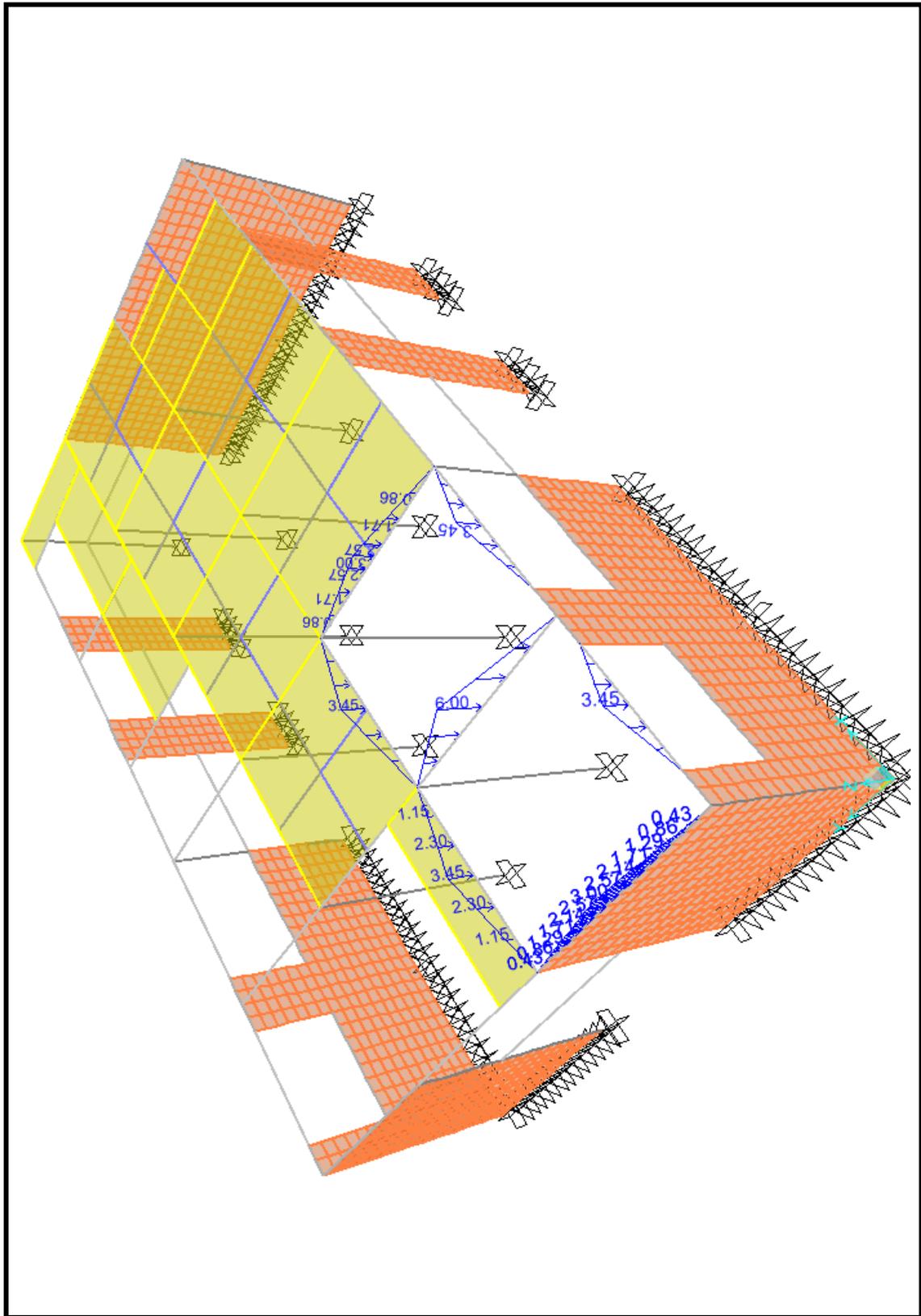


Figura 33- CARGA VIVA DISTRIBUIDA EN LA ZONA DONDE SE UBICA LAS PLANCHAS DE ACERO REMOVIBLES Tn/m

SAP2000

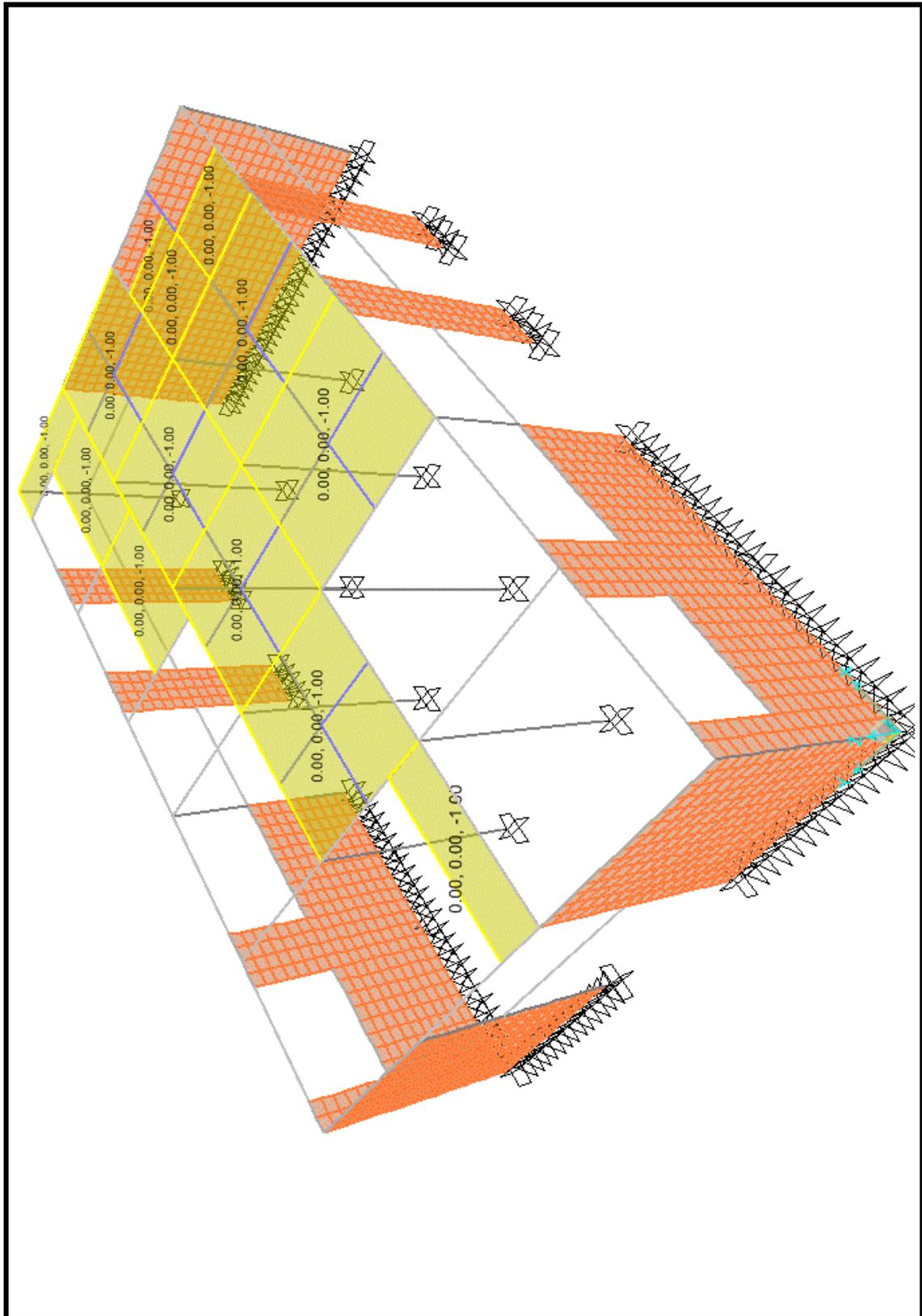


Figura 34 - CARGA VIVA DE SEGÚN LA NORMA E-020 LAS S/C PARA LOS DISTINTOS AMBIENTES SON:1.00 Tn/m2

SAP2000

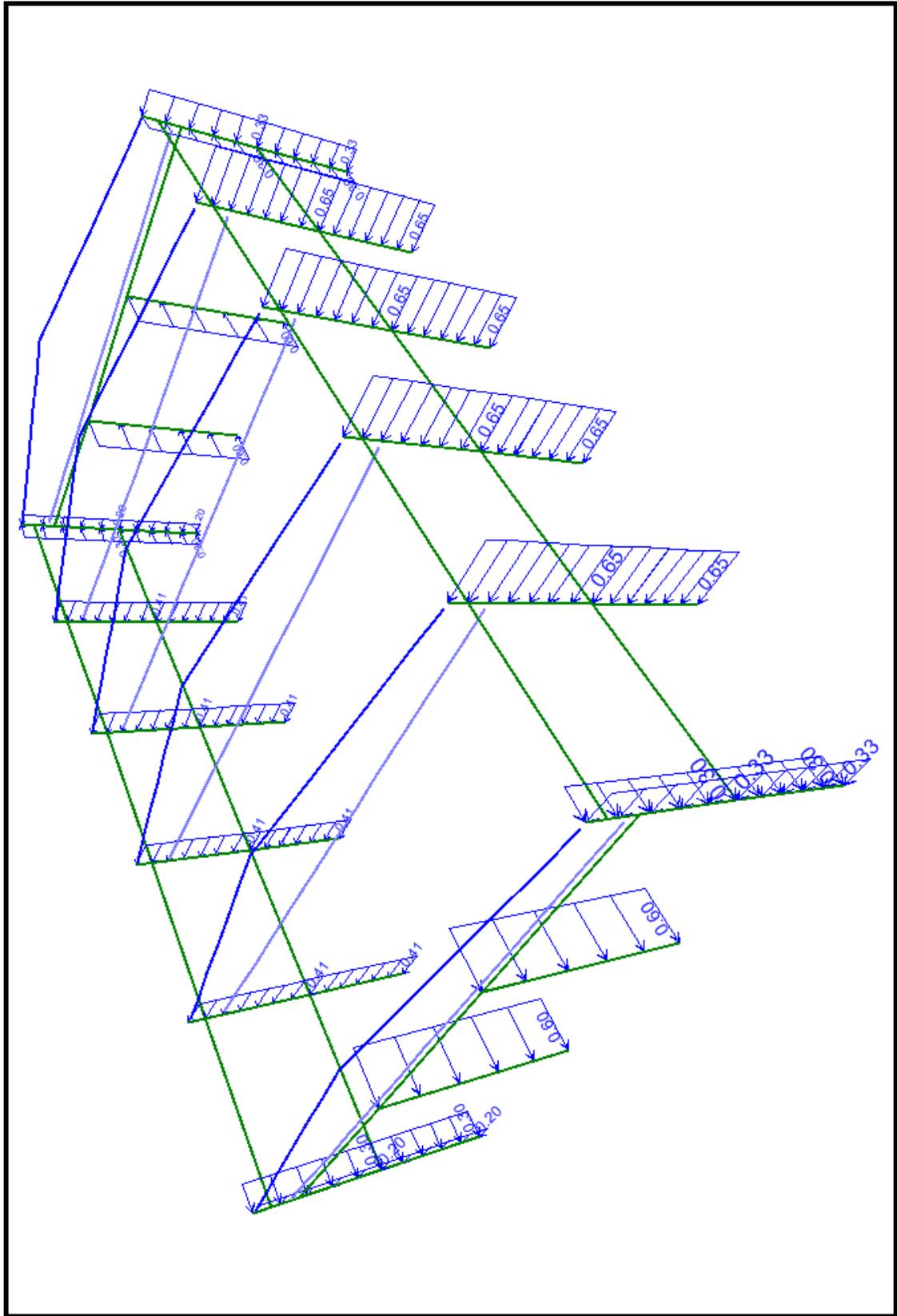


Figura 36- SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: CARGAS DE VIENTO EN LOS PÓRTICOS CON UN VIENTO EN LA DIRECCIÓN +Y Tn/n

SAP2000

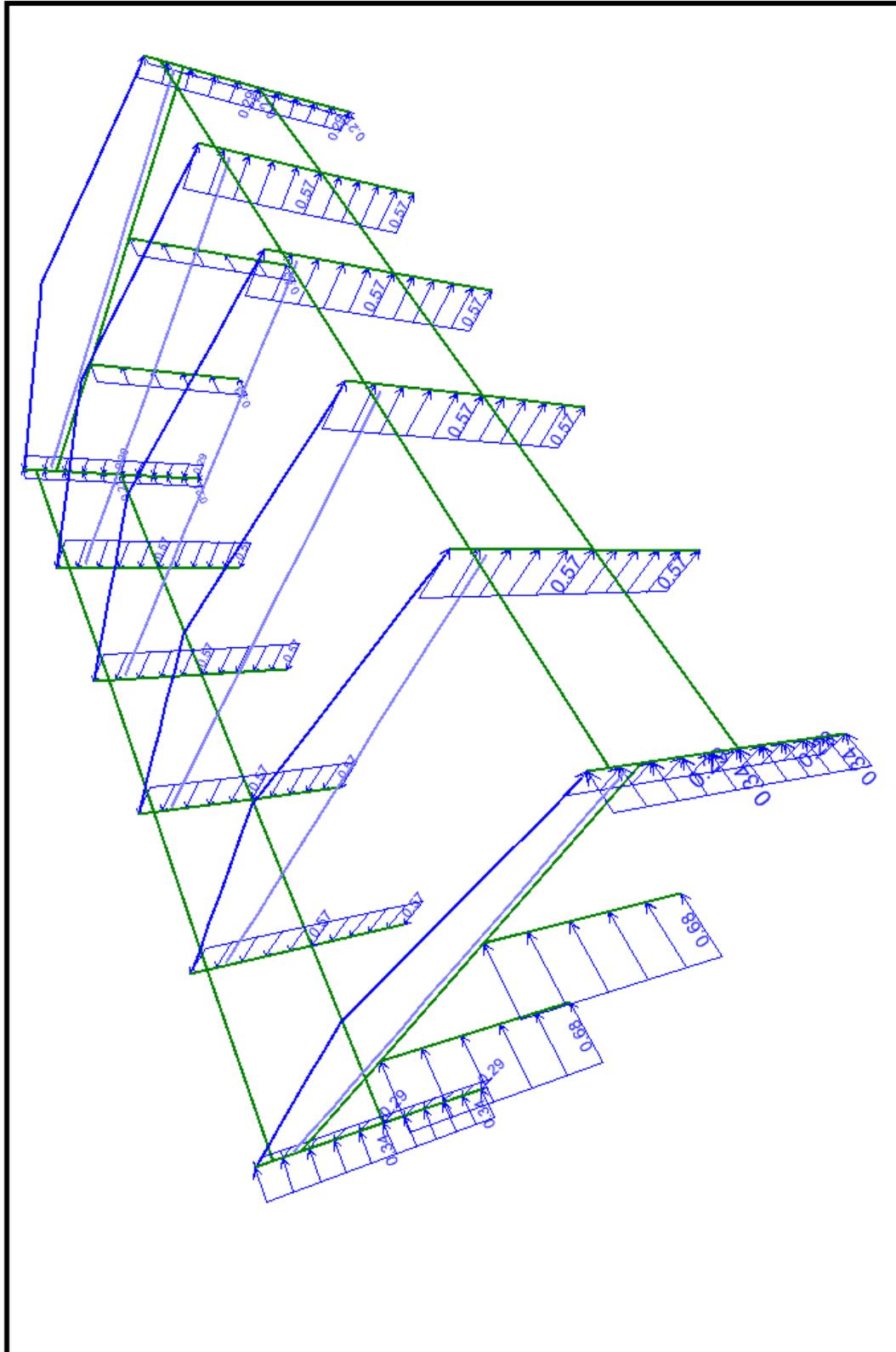


Figura 37- SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: CARGAS DE VIENTO EN LOS PÓRTICOS CON UN VIENTO EN LA DIRECCIÓN +X Tn/n

4.4.7 PUENTE GRÚA

SAP2000

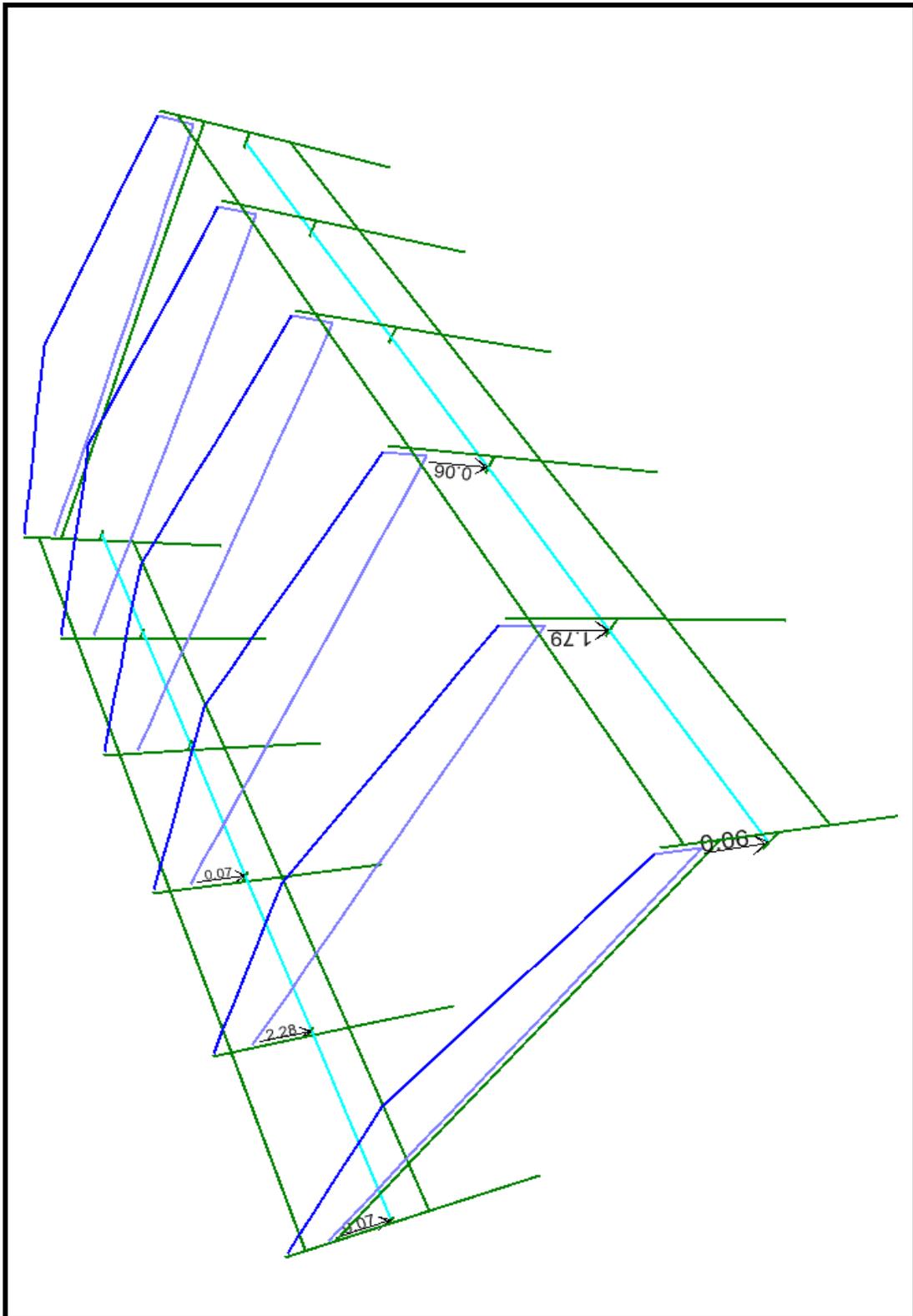


Figura 38 - SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: CARGAS MÁS DESFAVORABLES PRODUCIDAS POR EL PESO MUERTO DEL PUENTE GRÚA "Cd" Tn

SAP2000

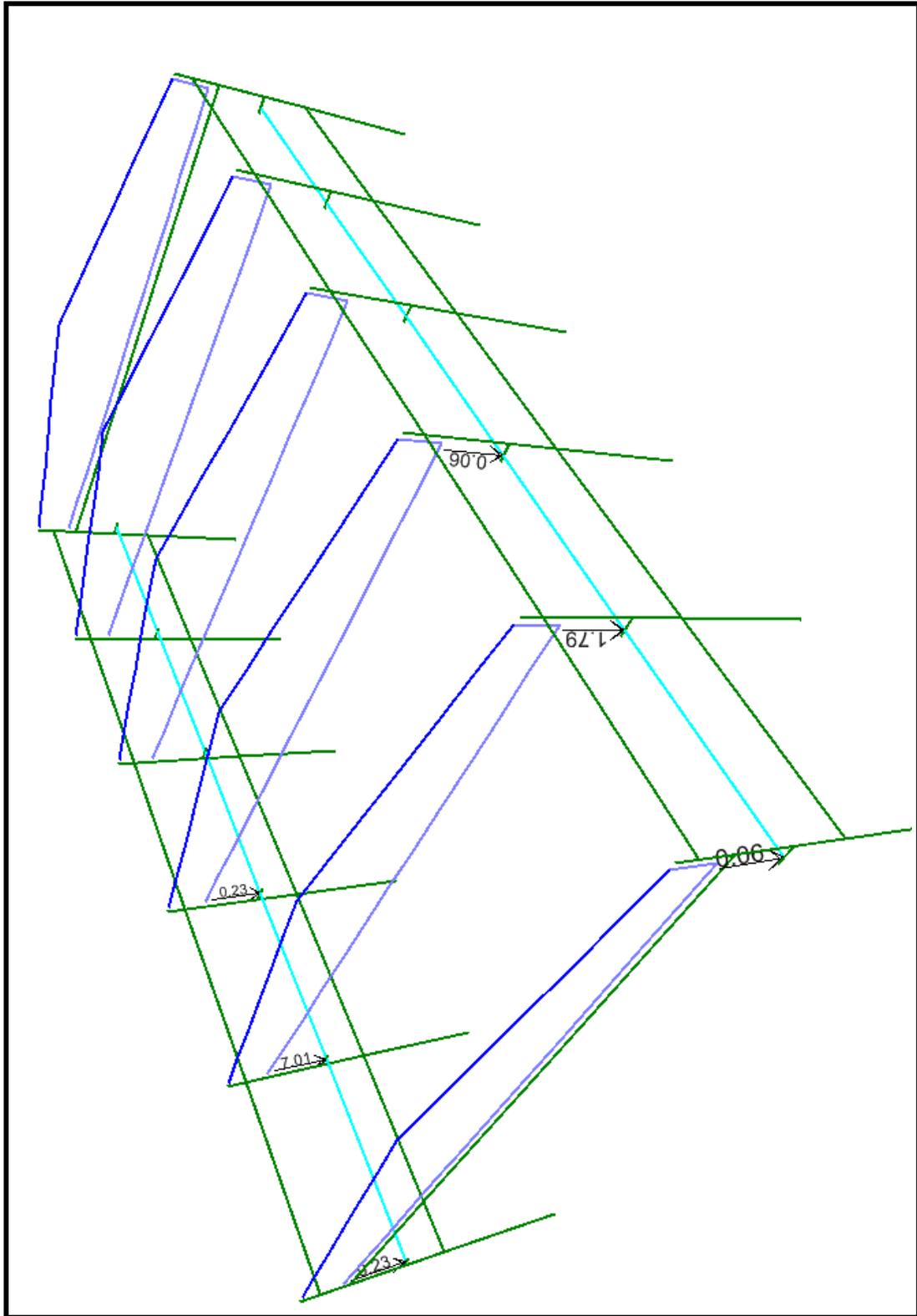


Figura 39- SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: MÁXIMA CARGA VERTICAL PRODUCIDA POR EL FUNCIONAMIENTO DEL PUENTE GRÚA "Cvs" Tn

SAP2000

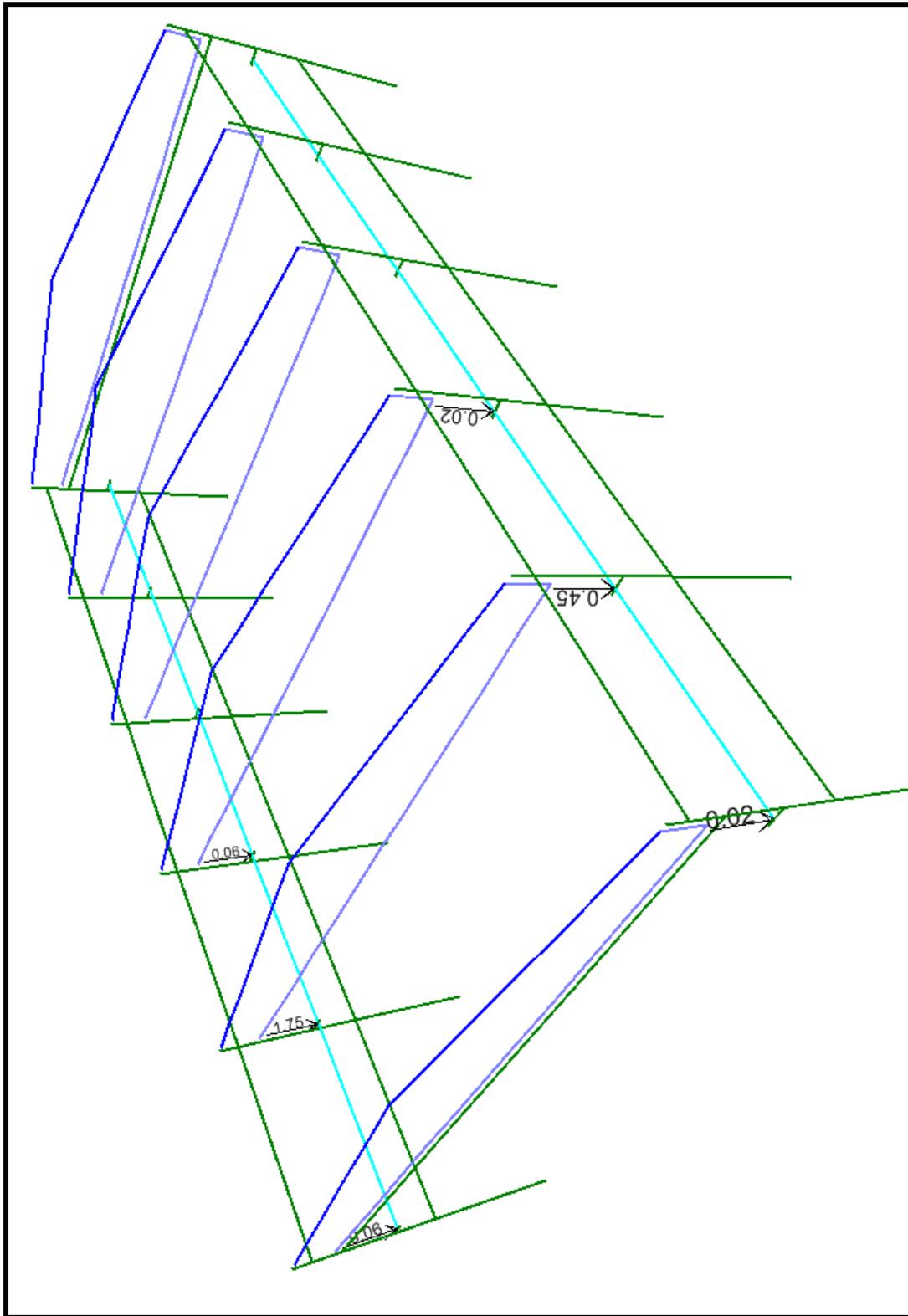


Figura 40- SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: CARGA SDE IMPACTO VERTICAL DEBIDO AL FUNCIONAMIENTO DEL PUENTE GRÚA "Ci" Tn

SAP2000

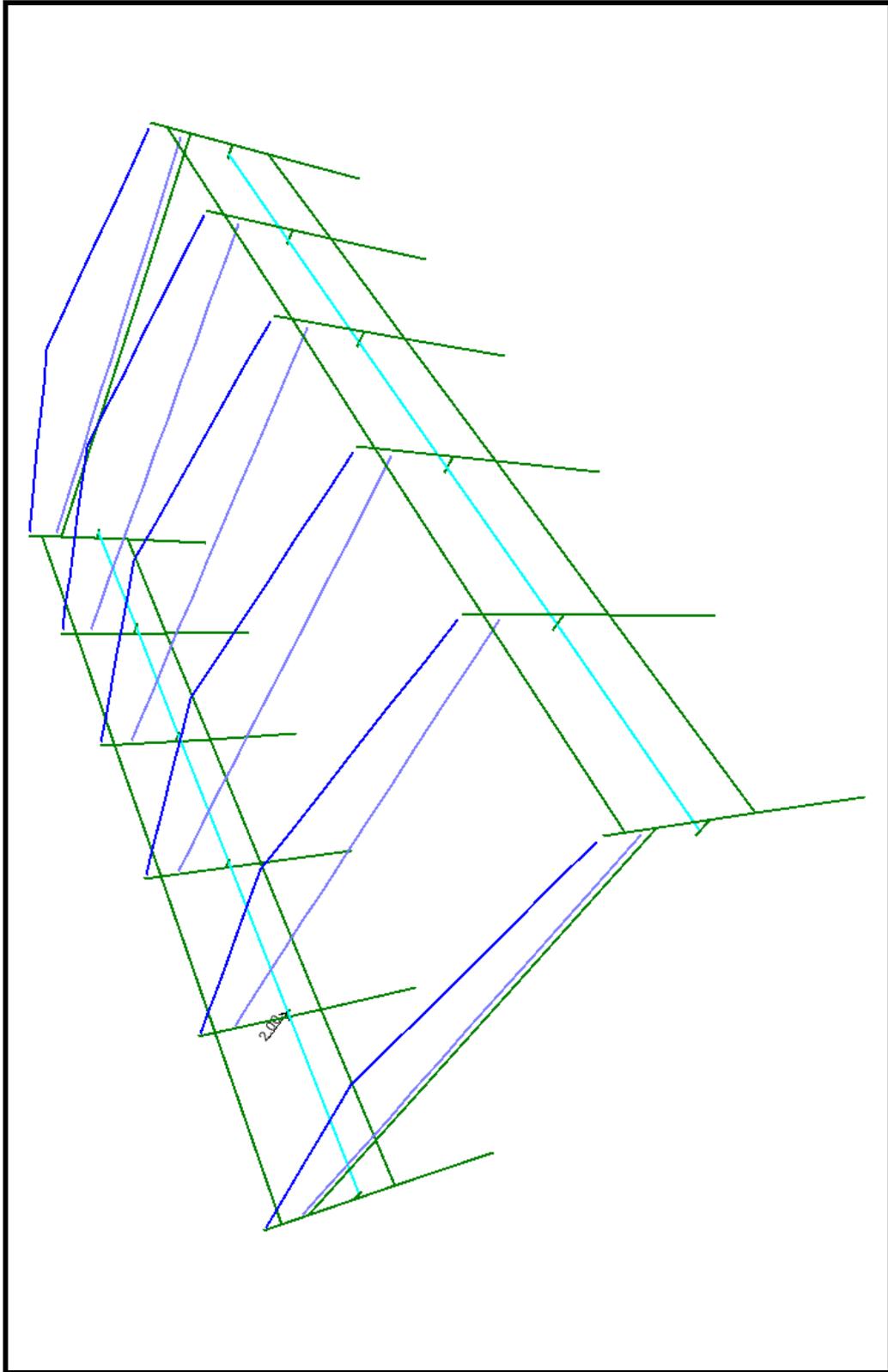


Figura 41 - SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: CARGA LATERAL DEBIDO AL FUNCIONAMIENTO DEL PUENTE GRÚA "Ccs" Tn

SAP2000

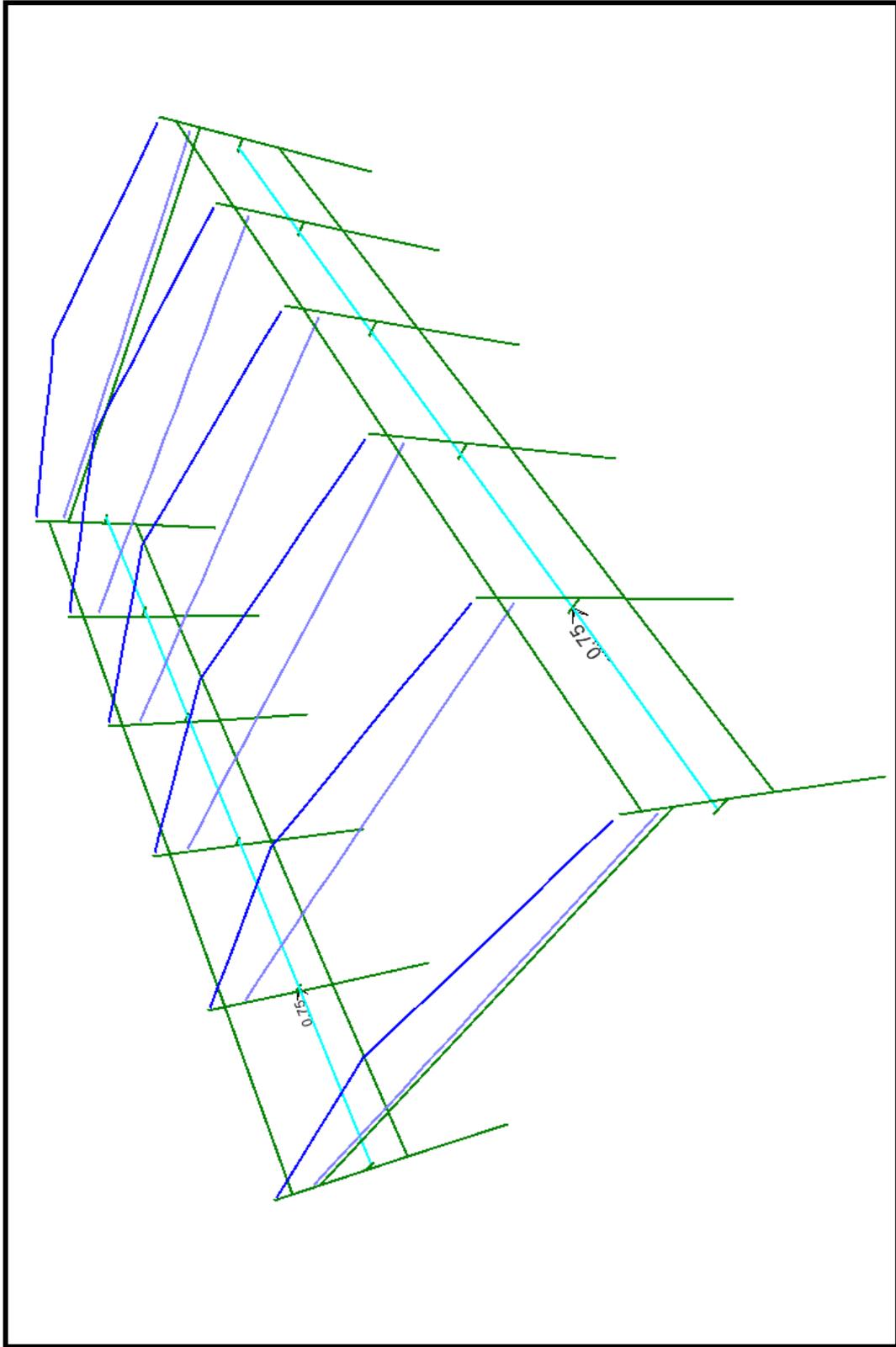


Figura 42 - SAP2000 V15.2 PLANTA INDUSTRIAL: CARGA DE TRACCIÓN LONGITUDINAL, POR FUNCIONAMIENTO DEL PUENTE GRÚA "Cis" Tn

4.4.8 FUERZAS SÍSMICA HORIZONTAL ESTÁTICA

4.4.8.1 CÁLCULO DEL PESO DE EDIFICACIÓN

TABLA 12

Piso	Total de Carga Muerta (Tn)	Total de Carga Viva (Tn)	Porcentaje de Carga Viva a Considerar (Tn)	Peso Total $CM+0.25*CV$ (Tn)
			25%	
1	305.75	-	-	305.75
2	430.37	387.79	96.95	527.32
3	43.58	50.12	12.53	56.11
Peso	779.71	437.91	109.48	889.18

4.4.8.2 CÁLCULO DE CORTANTE BASAL

$$V = (Z.U.C.S/R) . P$$

$$T = h_n / C_t$$

$$C/R > 0.125$$

$$C = 2.5 (T_p / T)$$

$$C \leq 2.5$$

Parametros	Valores	Descripcion
Z	0.40	Zona 3
U	1.00	Edificacion para vivienda
S	1.20	Suelo Intermedio (S2)
Rx = Ry	6.00	Estructura Conformada Por Porticos y Muros Estruct.
Tp	0.60	Factor que depende de "S"
hn	18.85	Altura total de la edificacion (mts)
Ct	60.00	Coeficiente para estimar el periodo fundamental
T	0.31	Periodo fundamental de la estructura
C calculado	4.77	Coeficiente de amplificacion sismica
C asumido	2.50	Coeficiente de amplificacion sismica
P (Tn)	1,039.42	Peso total de la edificacion
V (Tn)	207.88	Fuerza cortante en la base de la estructura

4.4.8.3 DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN ALTURA

TABLA 13

PISO	Pi	hi	Pi x hi	Pi x hi / \sum (Pi x hi)	Fi	Vi	Mix	Miy
1	305.75	4.75	1,452.33	0.2190	38.95	177.66	37.80	59.59
2	527.32	8.15	4,297.63	0.6490	115.42	138.71	112.01	176.59
3	56.11	15.45	866.96	0.1310	23.30	23.30	22.61	35.64
	889.18		6,616.92		177.66			

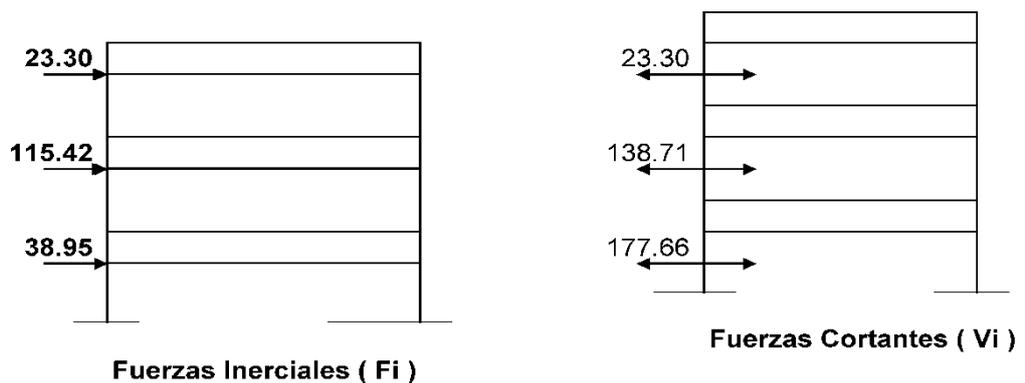


Figura 43 Fuerzas Horizontales

4.4.8.4 CÁLCULO DE LAS EXCENTRICIDADES ACCIDENTALES

$$E_x = 0.05 \times 30.60 = 1.53 \text{ mts}$$

$$E_y = 0.05 \times 19.41 = 0.97 \text{ mts}$$

4.4.8.5 CENTRO DE MASAS FINALES

$$X_{mi} = 15.05 \text{ mts}$$

$$Y_{mi} = 9.40 \text{ mts}$$

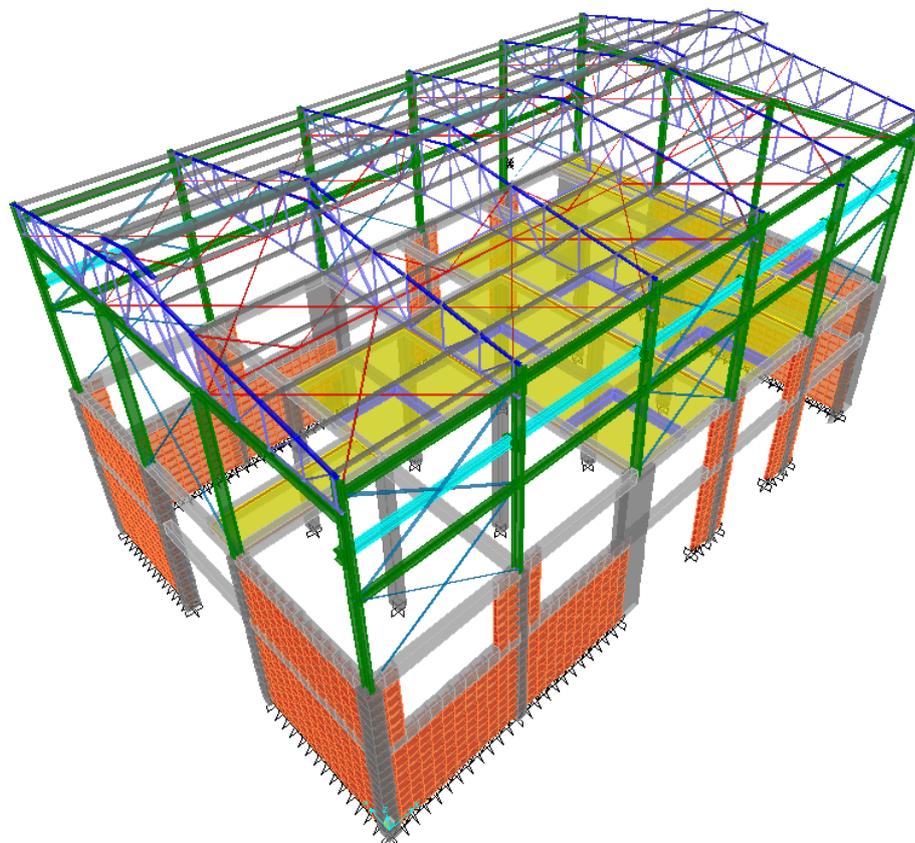
$$X_{mf} = 15.05 + 1.53 \quad \boxed{16.58 \text{ mts}}$$

$$Y_{mf} = 9.4 + 0.9705 \quad \boxed{10.37 \text{ mts}}$$

4.4.9 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

4.4.9.1 MODELAMIENTO

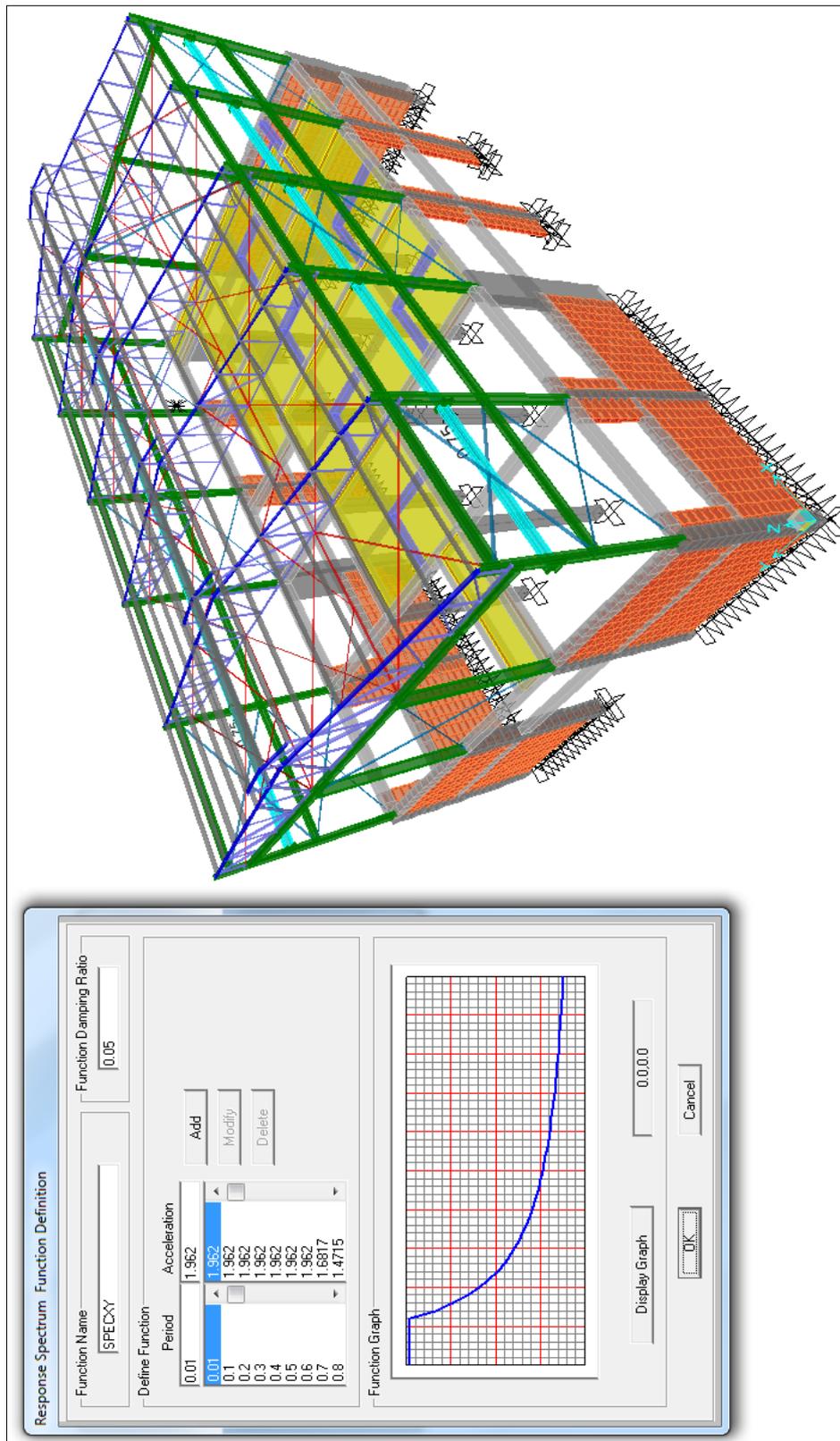
El Modelamiento del edificio se realizó utilizando el programa *SAP2000* *V15.2* al cual se le asignó el espectro de respuesta más crítico, obtenido en el capítulo 4.4.



Donde se deben asignar las cargas correspondientes

Figura 44 Fuerzas Horizontales

4.4.9.2 ASIGNACIÓN DE ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIÓN EN EL MODELO (FIGURA 44.1)



4.4.9.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

4.4.9.3.1 PERIODOS, FRECUENCIA Y MASA PARTICIPATIVA

Modo	Period	Freq.	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.4883	2.0479	0.0011	0.00	0.0011	0.00	0.0002	0.0002
2	0.3704	2.7	0.00	2E-06	0.0011	2E-06	0.0017	0.0019
3	0.3549	2.8175	0.0921	1E-06	0.0933	3E-06	0.0162	0.018
4	0.283	3.5334	0.032	3E-05	0.1253	3E-05	0.0042	0.0222
5	0.2829	3.5352	0.0001	0.008	0.1254	0.008	0.0043	0.0265
6	0.2818	3.5481	1E-06	0.00	0.1254	0.008	0.00	0.0269
7	0.2817	3.5505	0.00	0.00	0.1254	0.008	0.00	0.0269
8	0.2817	3.5505	0.00	0.00	0.1254	0.008	0.00	0.0269
9	0.2815	3.5519	0.00	0.0002	0.1254	0.0082	7E-05	0.0269
10	0.2815	3.552	0.00	1E-06	0.1254	0.0082	4E-05	0.027
11	0.2815	3.552	0.00	0.00	0.1254	0.0082	0.00	0.027
12	0.2815	3.552	0.00	0.00	0.1254	0.0082	0.00	0.027
13	0.2805	3.5649	0.0003	0.00	0.1257	0.0082	5E-05	0.027
14	0.2788	3.5865	0.00	0.0018	0.1257	0.01	0.0009	0.0279
15	0.2784	3.5918	0.00	0.00	0.1257	0.01	0.00	0.0279
16	0.2783	3.5934	0.00	8E-05	0.1257	0.0101	4E-05	0.028
17	0.2783	3.5935	0.00	0.00	0.1257	0.0101	0.00	0.028
18	0.2773	3.6065	0.0063	0.00	0.132	0.0101	0.0015	0.0294
19	0.2732	3.6602	0.0042	3E-06	0.1362	0.0101	0.0008	0.0303
20	0.2378	4.2054	4E-05	0.1918	0.1363	0.2019	0.0936	0.1239
21	0.2238	4.4689	0.6267	9E-06	0.7629	0.2019	0.0948	0.2187
22	0.1708	5.8555	4E-05	0.0031	0.763	0.205	0.0091	0.2278
23	0.1604	6.2356	0.0039	0.2633	0.7669	0.4683	0.2718	0.4997
24	0.1554	6.4354	0.01	0.2913	0.7755	0.7597	0.194	0.6936
25	0.1512	6.612	1E-06	0.003	0.7755	0.7627	0.0019	0.6955
26	0.1488	6.7222	0.0029	0.0806	0.7785	0.8433	0.0029	0.6985
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
213	0.0246	40.601	0.0006	5E-06	0.9555	0.9617	0.0007	0.9555
214	0.0245	40.833	0.00	0.00	0.9555	0.9617	0.00	0.9555
215	0.0245	40.833	0.00	0.00	0.9555	0.9617	0.00	0.9555
216	0.0244	41.068	0.0002	1E-06	0.9557	0.9617	0.00	0.9555
217	0.0243	41.152	0.0005	0.00	0.9562	0.9617	9E-06	0.9555
218	0.0242	41.271	0.001	0.00	0.9572	0.9617	0.00	0.9555
219	0.0241	41.459	0.0003	0.00	0.9575	0.9617	0.0005	0.956
220	0.024	41.649	0.00	1E-06	0.9576	0.9617	0.0002	0.9562

Tabla 14

4.4.9.3.2 COMPROBACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES

Se muestran las cargas muertas, donde se muestran las cargas de peso propio y demás cargas muertas.

Base Reactions (CARGAS MUERTAS)						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
DEAD	0.00	0.00	663.48	5961.77	-10590.87	0.00
COBERTURA	0.00	0.00	5.64	53.02	-84.88	0.00
Cd	0.00	0.00	4.34	45.51	-26.24	0.00
acabados	0.00	0.00	106.25	983.21	-1731.57	0.00
Total (D)=			779.71	Tnf		

Tabla 15

Se muestran las cargas vivas, donde están incluidas las cargas de cobertura, cargas viva de piso y carga de levante del puente grúa.

TABLE: Base Reactions (CARGAS VIVAS)						
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
LR	0.00	0.00	45.12	424.13	-679.06	0.00
LIVE	0.00	0.00	387.79	2874.36	-6396.29	0.00
carga	0.00	0.00	5.00	87.13	-30.24	0.00
Total (Sc) =			437.91	Tnf		

Tabla 16

4.4.9.3.3 DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES

En el sentido X-X

Desplazamientos y Distorsiones Según E-030							
OutputCase	H total	H relat.	Dezp. Abs	ΔS_x	ΔM_x	Drift x	
Text	m.	m.	cm.	cm.	$0.7 \cdot R \cdot \Delta S_x$		
RPSX	4.75	4.75	0.0748	0.0748	0.3366	0.000709	OK
RPSX	8.15	3.4	0.2036	0.1288	0.5796	0.001705	OK
RPSX	13.56	5.41	0.415	0.2114	0.9513	0.001758	OK
RPSX	15.45	1.89	0.3664	0.0486	0.2187	0.001157	OK
RPSX	18.815	3.365	1.2223	0.8559	3.85155	0.011446	FAIL

Tabla 17

En el sentido Y-Y

Desplazamientos y Distorsiones Según E-030							
OutputCase	H total	H relat.	Dezp. Abs	ΔS_y	ΔM_y	Drift y	
Text	m.	m.	cm.	cm.	$0.7 * R * \Delta S_y$		
RPSY	4.75	4.75	0.2119	0.2119	0.95355	0.002007	OK
RPSY	8.15	3.4	0.1255	0.0864	0.3888	0.001144	OK
RPSY	13.56	5.41	0.4414	0.3159	1.42155	0.002628	OK
RPSY	15.45	1.89	0.537	0.0956	0.4302	0.002276	OK
RPSY	18.815	3.365	0.5554	0.0184	0.0828	0.000246	OK

Tabla 18

4.4.9.3.4 FUERZA CORTANTE BASAL ESTÁTICA REDUCIDA

El resultado de los cortantes dinámicos en X-X e Y-Y se comparará con él un porcentaje del cortante estático respectivo.

Tabla 19

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	Global FX	Global FY	Global FZ	Global MX	GlobalM Y	Global MZ
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
D	Carga Muerta	0.00	0.00	779.71	7043.50	- 12433.57	0.00
Sc	Carga Viva	0.00	0.00	437.91	3385.62	- 7105.582	0.00
		W = D + 0.25*Sc =		889.18	Tnf		

$$V_{\max}(\text{RNE E-030}) = 0.20 * W = \mathbf{177.837} \text{ Tnf}$$

$$80\% V_{\max} = \mathbf{142.269} \text{ Tnf}$$

Se utiliza un 80% de la cortante basal debido a que presenta regularidad en planta, elevación, rigideces y continuidad de masas.

4.4.9.3.5 FUERZA CORTANTE BASAL DINÁMICA

Tabla 20

TABLE: Base Reactions							
OutputCa	StepType	GlobalF X	GlobalF Y	GlobalF Z	GlobalM X	GlobalM Y	GlobalM Z
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
RPSX	Max	114.09	2.44	1.91	29.40	867.61	973.61
RPSY	Max	2.44	115.24	1.57	844.58	33.25	2050.95

4.4.9.3.6 FACTOR DE ESCALA PARA CORTANTE BASAL DE DISEÑO

Se compara la relación existente entre el 80% de la cortante basal estática y la cortante basal dinámica, obteniéndose los siguientes resultados

$$Fr(x) = 1.24704$$

$$Fr(y) = 1.23458$$

Debido a que ambas cortantes basales dinámicas fueron sobrepasadas por 80% de la cortante basal estática, es necesario aplicar un factor de escala al modelo dinámico y verificar su máxima sollicitación para realizar el diseño estructural.

Los resultados del análisis sísmico dinámico no deberán ser modificados.

CAPITULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL

5 DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 COMBINACIONES DE CARGA

Haremos un recuento de las cargas utilizadas en el análisis estructural.

Peso Propio (D)

D = Estructura principal de Acero + Peso de estructura de concreto + Peso Viga porta Grúa.

Sc = Sobrecarga de techo.

Viento (+) y = viento en dirección transversal + y.

Viento (-) y = viento en dirección transversal - y.

Para el diseño de las columnas se considera como caso más desfavorable que el puente grúa se ubique sobre el Eje 2-D del Edificio.

Las descripciones de las solicitaciones se realizaron en el acápite 4.6 y corresponden a:

Css = Carga lateral debido al funcionamiento de un puente Grúa en dirección transversal (+) y.

Ci = Impacto vertical debido al funcionamiento de un Puente grúa.

Cls = Tracción longitudinal debido al funcionamiento de un Puente grúa.

Cvs = Máxima carga vertical debido al funcionamiento de un Puente grúa.

Cd = Peso propio de todos los puentes grúa sin carga, sin Efecto dinámico y ubicado en la posición de máximo efecto sísmico.

5.1.1 COMBINACIONES PARA DISEÑO EN ACERO ESTRUCTURAL

Según criterio de diseño las combinaciones a utilizar para el diseño de los elementos de acero son las siguientes:

$$\text{Comb 1} = D + C_{vs} + 0.5 C_{ss} + C_i$$

$$\text{Comb 2} = D + S_e + C_{vs} + C_{ss} + C_{ls}$$

$$\text{Comb 3a} = 0.75 * (D + S_e + C_{vs} + C_i + \text{viento (+) y})$$

$$\text{Comb 3b} = 0.75 * (D + S_e + C_{vs} + C_i + \text{viento (-) y})$$

$$\text{Comb 4a} = 0.75 * (D + S_e + C_{vs} + C_i + C_{ss} + 0.5 * \text{viento (+) y})$$

$$\text{Comb 4b} = 0.75 * (D + S_e + C_{vs} + C_i + C_{ss} + 0.5 * \text{viento (-) y})$$

$$\text{Comb 5a} = 0.75 * (D + C_d + \text{viento (+) y})$$

$$\text{Comb 5b} = 0.75 * (D + C_d + \text{viento (-) y})$$

$$\text{Comb 6a} = 0.75 * (D + S_e + C_d + \text{Sismo } S_x (+))$$

$$\text{Comb 6b} = 0.75 * (D + S_e + C_d + \text{Sismo } S_x (-))$$

$$\text{Comb 7a} = 0.75 * (D + S_e + C_d + \text{Sismo } S_y (+))$$

$$\text{Comb 7b} = 0.75 * (D + S_e + C_d + \text{Sismo } S_y (-))$$

5.1.2 COMBINACIONES PARA DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

$$\text{Comb 1h} = 1.4 * D + 1.6 * C_{vs} + 1.6 * (0.5 C_{ss}) + 1.6 * C_i$$

$$\text{Comb 2h} = 1.4 * D + 1.6 * S_c + 1.6 * C_{vs} + 1.6 * C_{ss} + 1.6 * C_{ls}$$

$$\text{Comb 3ah} = 1.2 * D + 1.6 * S_c + 1.6 * C_{vs} + 1.6 * C_i + 0.8 * \text{viento x}$$

$$\text{Comb 3bh} = 1.2 * D + 1.6 * S_c + 1.6 * C_{vs} + 1.6 * C_i + 0.8 * \text{viento y}$$

$$\text{Comb 4ah} = 1.2 * D + 1.6 * S_c + 1.6 * C_{vs} + 1.6 * C_i + 1.6 * C_{ss} + 0.8 * (0.5 * \text{viento x})$$

$$\text{Comb 4bh} = 1.2 * D + 1.6 * S_c + 1.6 * C_{vs} + 1.6 * C_i + 1.6 * C_{ss} + 0.8 * (0.5 * \text{viento y})$$

$$\text{Comb 5ah} = 0.9 * D + 0.9 * C_d + 1.6 * \text{viento x}$$

$$\text{Comb 5bh} = 0.9 * D + 0.9 * C_d + 1.6 * \text{viento y}$$

$$\text{Comb 6ah} = 1.2 * D + 1.2 * C_d + 1.0 * (\text{Sismo } S_x (+))$$

$$\text{Comb 6bh} = 1.2 * D + 1.2 * C_d + 1.0 * (\text{Sismo } S_x (-))$$

$$\text{Comb 6ch} = 0.9 * D + 0.9 * C_d + 1.0 * (\text{Sismo } S_x (+))$$

$$\text{Comb 6dh} = 0.9 * D + 0.9 * C_d + 1.0 * (\text{Sismo } S_x (-))$$

$$\text{Comb 7ah} = 1.2 * D + 1.2 * C_d + 1.0 * (\text{Sismo } S_y (+))$$

$$\text{Comb 7bh} = 1.2 * D + 1.2 * C_d + 1.0 * (\text{Sismo } S_y (-))$$

$$\text{Comb 7ch} = 0.9 * D + 0.9 * C_d + 1.0 * (\text{Sismo } S_y (+))$$

$$\text{Comb 7dh} = 0.9 * D + 0.9 * C_d + 1.0 * (\text{Sismo } S_y (-))$$

$$\text{Comb 8ah} = 1.2 * D + 1.2 * C_d + 1.6 * \text{viento x} + 0.5 * S_c$$

$$\text{Comb 8bh} = 1.2 * D + 1.2 * C_d + 1.6 * \text{viento y} + 0.5 * S_c$$

5.1.3 COMBINACIONES PARA VERIFICACIÓN DE LA ALBAÑILERÍA

$$\text{Comb 1} = 1.0 C_m + 0.25 C_v$$

$$\text{Comb 2} = 1.0 C_m + 1.0 C_v$$

5.1.4 COMBINACIONES PARA ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN Y SU DISEÑO

Considerando como base las combinaciones de carga indicadas para el diseño de cimentaciones por el AIST Thechnicai Report N° 13 (3.12.1) las combinaciones de carga a utilizar para la estabilidad y capacidad portante sobre el suelo son:

$$\text{Comb 1s} = D + C_{vs} + 0.5 C_{ss} + C_i$$

$$\text{Comb 2s} = D + S_e + C_{vs} + C_{ss} + C_{ls}$$

$$\text{Comb 3as} = D + S_e + C_{vs} + C_i + \text{viento } x$$

$$\text{Comb 3bs} = D + S_e + C_{vs} + C_i + \text{viento } y$$

$$\text{Comb 4as} = D + S_e + C_{vs} + C_i + C_{ss} + 0.5 * \text{viento } x$$

$$\text{Comb 4bs} = D + S_e + C_{vs} + C_i + C_{ss} + 0.5 * \text{viento } y$$

$$\text{Comb 5as} = D + C_d + \text{viento } x$$

$$\text{Comb 5bs} = D + C_d + \text{viento } y$$

$$\text{Comb 6as} = (D + S_e + C_d + \text{Sismo } S_x (+))$$

$$\text{Comb 6bs} = (D + S_e + C_d + \text{Sismo } S_x (-))$$

$$\text{Comb 6cs} = (D + C_d + \text{Sismo } S_x (+))$$

$$\text{Comb 6ds} = (D + C_d + \text{Sismo } S_x (-))$$

$$\text{Comb 7as} = (D + S_e + C_d + \text{Sismo } S_y (+))$$

$$\text{Comb 7bs} = (D + S_e + C_d + \text{Sismo } S_y (-))$$

$$\text{Comb 7cs} = (D + C_d + \text{Sismo } S_y (+))$$

$$\text{Comb 7ds} = (D + C_d + \text{Sismo } S_y (-))$$

Para el Diseño de los Elementos de Concreto se utiliza las combinaciones contempladas en el **ÍTEM 5.1.2**

5.2 ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL

En las siguientes páginas se presenta el diseño de los principales elementos, los cuales representan un riesgo para el puente Grúa.

Se presentan los F.U entregados por el programa computacional SAP 2000 V15.1, los cuales sirven de referencia, luego se presentan el diseño de elementos tales como la columna de acero, viga carrilera y conexión

La interacción de la flexión y tracción en secciones simétricas estará limitada por las Ecuaciones

Para elementos con secciones compactas (excluyendo las vigas híbridas y elementos con esfuerzos de fluencia mayores que 450 MPa), simétricas y cargadas en el plano de su eje menor, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0,66F_y$$

Para elementos con secciones no compactas (Sección 2.5), no incluidos en los párrafos anteriores, cargados a través del centro de corte y arriostrados lateralmente en la región de esfuerzos de compresión a intervalos que no excedan de $200bf/(F_y)^{1/2}$ el esfuerzo admisible es.

$$F_b = 0,60F_y$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right)F_{bx}} + \frac{C_{my}f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right)F_{by}} \leq 1,0 \quad \frac{f_a}{0,60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0$$

Para $f_a/F_a < 0,15$, se permite el empleo de la siguiente Ecuación

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0$$

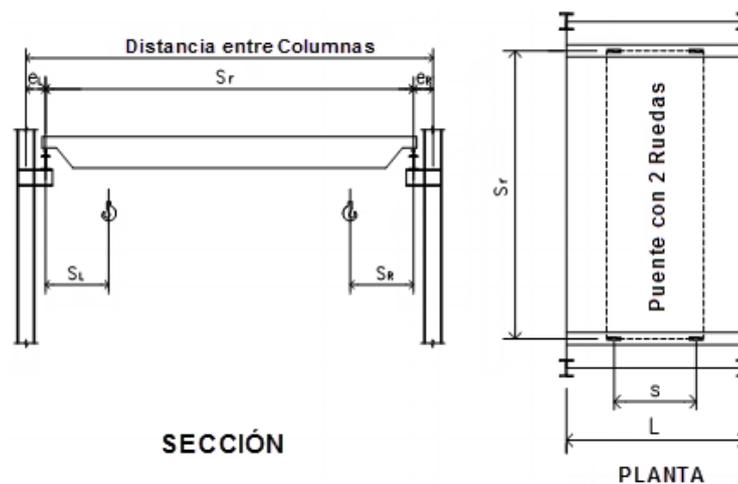
Para el esfuerzo de corte admisible se utiliza:

$$F_v = 0,40F_y$$

5.2.1 VIGA CARRILERA

El diseño se realizó de acuerdo a las siguientes normas y guías de diseño:

- AISC Manual of Steel Construction: Allowable Stress Design 9th Edition “ASD 9th Edition”
- CISC Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures 2nd Edition “CISC Crane Guide”
- AISC Design Guide 7: Industrial Buildings-Roofs to Anchor Rods 2nd Edition “AISC Design Guide 7”



Datos del Puente

Capacidad nominal de la Grúa	$W_{rc} = 5.0$	[tonne]
Peso del Puente	$W_{br} = 4340.0$	[kg]
Carro + peso del polipasto	$W_{th} = 500.0$	[kg]
Separación de las rudas puente	$s = 2.800$	[m]
Max. Carga estatica de la rueda según proveedor	$P_{max} = 36.6$	[kN]
Separación del puente Grúa	$S_r = 18.0$	[m]
Min.Aproximación gancho izquierdo	$S_1 = 0.750$	[m]
Min.Aproximación gancho derecho	$S_2 = 0.750$	[m]
Separ. del puente en viga carril	$L = 6.000$	[m]
Carril CL a col CL dist-izquier.	$e = 0.370$	[m]
Tipo de Viga Carril	W_Shape_Cap_Channel	
Medida de riel de la grúa	$U_{tb} = 0.66$	[kN/m]
	ASCE 45	
	$U_{cr} = 0.22$	[kN/m]

CÁLCULO DE LAS CARGAS DE LA GRÚA

De la tabla 2.1 de la guía “CISC Crane Guide” tendremos:

Crane Type ^a	Vertical Load Including Impact	Total Side Thrust - Greatest of:			Tractive Force ^e
	Maximum Wheel Load ^b	Lifted Load ^c	Combined Weight of Lifted Load ^c and Trolley	Combined Weight of Lifted Load ^c and Crane Weight	Maximum Load on Driven Wheels
Cab Operated or Radio Controlled	125	40 ^d	20 ^c	10 ^d	20
Clamshell Bucket and Magnet Cranes ^f	125	100	20	10	20
Guided Arm Cranes, Stacker Cranes	125	200	40 ^g	15	20
Maintenance Cranes	120	30 ^d	20	10 ^d	20
Pendant Controlled Cranes ^j	110		20	10	20
Chain Operated Cranes ^h	105		10		10
Monorails	115		10		10

De la Tabla obtendremos los siguientes factores:

- Factor de Máxima Carga de Impacto Vertical = $\alpha = 1.25$
- Carga de empuje lateral en la Grúa

$$H = 0.2 (\text{Lifted Load} + \text{Trolley/Hoist Wt})$$

$$H_s = 0.2 (11.02 + 1.10)$$

$$H_s = 2.424 \text{ Kips}$$

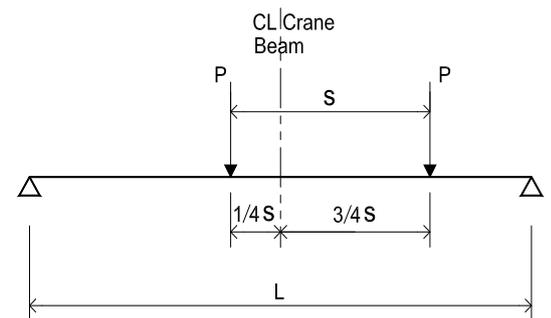
Separación de la Viga de
Puente Grúa

$$L = 19.7 \quad [ft]$$

Separación de las ruedas

$$s = 9.2 \quad [ft]$$

$$M_{ma} = \frac{P}{2L} \left(L - \frac{s}{2} \right)^2$$



Max Bending Moment Case

$$M_{ma} = 5.785 P$$

Viga del Puente + riel
selfwei

$$U = \frac{U_{rb} + U_{cr}}{U_{cr}} = 0.060 \quad [kip/ft]$$

Cargas de la Grúa para Diseño por AISC ASD 9th Ed

Max Carga verti. /Rueda (sin
impact)

$$P = 36.6 \text{ kN} = 8.2 \quad [kips / \text{por rueda}]$$

Max Carga horiz. /Rueda

$$P_h = H_s / 4 = 0.6 \quad [kips / \text{per wheel}]$$

Momento en la viga en el eje
x-x

$$M = 5.79 \frac{x P_v x \alpha (\text{impact}) + U}{x L^2 / 8} = 62.43 \quad [kip-ft]$$

Momento en la viga en el eje
y-y

$$M = 5.79 x P_h = 3.51 \quad [kip-ft]$$

Corte en el eje y-y

$$V = \frac{P_v [1 + (L - s) / L] x \alpha}{(\text{impact})} + U x L / 2 = 16.37 \quad [kips]$$

VERIFICACIÓN - DISEÑO DE LA VIGA CARRILERA - ASD 9 (SEGÚN PERFILES ACTUALES)

La verificación y diseño ha sido basado en los siguientes codigos:

AISC Manual of Steel Construction: Allowable Stress Design 9th Edition

AISC Design Guide 7: Industrial Buildings-Roofs to Anchor Rods 2nd Edition

Crane runway beam section

W14 X 30 C10 X 15.3

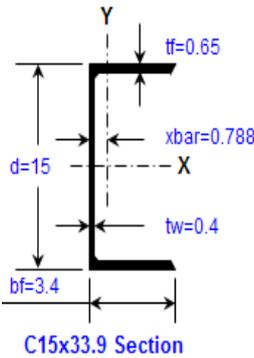
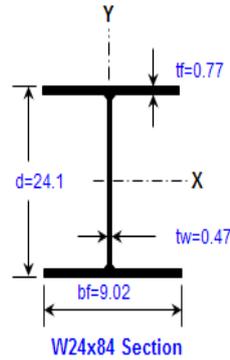
Code Abbreviation

ASD 9th Edition

AISC Design Guide 7

Section Properties

Combined Section Overall



	W14X30	C10X15.3
A =	8.85 in.^2	A = 4.48 in.^2
d =	13.8 in.	d = 10 in.
tw =	0.27 in.	tw = 0.24 in.
bf =	6.73 in.	bf = 2.6 in.
tf =	0.385 in.	tf = 0.436 in.
k(des) =	0.785 in.	k = 1 in.
k(det) =	1.125 in.	T = 8 in.
k1 =	0.75 in.	gage = 1.5 in.
T =	11.625 in.	rts = 0.869 in.
gage =	3.5 in.	ho = 9.56 in.
w t./ft. =	30 plf.	wt./ft. = 15.3 plf.
bf/(2*tf) =	8.74	eo = 0.796 in.
h/tw =	45.4	lx = 67.3 in.^4
lx =	291 in.^4	Sx = 13.5 in.^3
Sx =	42 in.^3	rx = 3.87 in.
rx =	5.73 in.	Zx = 15.9 in.^3
Zx =	47.3 in.^3	ly = 2.27 in.^4
ly =	19.6 in.^4	Sy = 1.15 in.^3
Sy =	5.82 in.^3	ry = 0.711 in.
ry =	1.49 in.	x(bar) = 0.634 in.
Zy =	8.99 in.^3	Zy = 2.34 in.^3
rts =	1.77 in.	xp = 0.224 in.
ho =	13.5 in.	J = 0.209 in.^4
A =	13.330 [in ²]	d _{all} = 14.040 [in]
top y ₂ =	9.100 [in]	bott. y ₁ = 15.400 [in]
I _x =	420.0 [in ⁴]	I _y = 87.00 [in ⁴]
top S ₂ =	84.60 [in ³]	bott. S ₁ = 46.10 [in ³]

W Section

d =	13.800 [in]	bf =	6.730 [in]
t _w =	0.270 [in]	t _f =	0.385 [in]
h =	12.258 [in]		

Top Flange

A _f =	7.071 [in ²]	d _{all} / A _f =	1.986 [in ⁻¹]
r _T =	3.050 [in]	r _{yt} =	4.629 [in]
I _f =	87.00 [in ⁴]		
S _f =	17.40 [in ³]	Z _f =	202.60 [in ³]

W section yield strength

F _{wy} =	36.0 [ksi]	=	248 [MPa]
-------------------	------------	---	-----------

C section yield strength

F _{cy} =	36.0 [ksi]	=	248 [MPa]
-------------------	------------	---	-----------

Runway beam unbraced length

L _b =	236.22 [in]
------------------	-------------

FUERZAS DE DISEÑO

Bending moment x-x axis	$M_x = 62.42$	[kip-ft]
Bending moment y-y axis	$M_y = 3.51$	[kip-ft]
Shear along y-y axis	$V_x = 16.36$	[kips]

Code Reference

Base de Diseño & Supuestos

AISC Design Guide 7

- The channel and W section top flange resist the hor. load and the combined section resists the ver. load. This assumption eliminates the need for an analysis of torsional effects on the combined section and simplifies the analysis. 18.1 on page 56
- If A36 channel cap is used on A992 W section then lateral torsional buckling and weak axis flexure strength must be calculated based on A36 yield stress. 18.1.4 on page 57

Chequeo de Pandeo Local

Flange of W shape *ASD 9th Edition*

Compact limit	$\lambda_p = 65 / \text{sqrt}(F_{wy})$	=	10.83	Table B5.1
Noncompact limit	$\lambda_r = 95 / \text{sqrt}(F_{wy})$	=	15.83	
	$b_f / 2t_f = 8.74$		Compacta	

Web of W shape

Compact limit	$\lambda_p = 640 / \text{sqrt}(F_{wy})$	=	106.67	Table B5.1
Noncompact limit	$\lambda_r = 760 / \text{sqrt}(0.66F_{wy})$	=	155.92	
	$d / t_w = 51.11$	$h / t_w = 45.40$	Compacta	
W shape classification			Compacto	

Flange of Channel

This part is applicable

Compact limit	$\lambda_p = 65 / \text{sqrt}(F_{cy})$	=	10.83	Table B5.1
Noncompact limit	$\lambda_r = 95 / \text{sqrt}(F_{cy})$	=	15.83	
	$b_f / t_f = 5.96$		Compacta	

Web of Channel

Compact limit	$\lambda_p = 640 / \text{sqrt}(F_{cy})$	=	106.67	Table B5.1
Noncompact limit	$\lambda_r = 760 / \text{sqrt}(0.66F_{cy})$	=	155.92	
	$d / t_w = 41.67$	$h / t_w = 38.03$	Compacta	
Channel shape classification			Compacto	

Combined section classification

Compacto

OK

Flexión en el Eje X-X

Tensión

Allow able tension stress	$F_{bxt} = 0.6 \times F_{wy}$	=	21.60	[ksi]
Actual tension stress	$f_{bxt} = M_k / S_1$	=	16.25	[ksi]
ratio	$= f_{bxt} / F_{bxt}$	=	0.75	OK

Compresión

Comb sect top flange yield stress	$F_y = 36.0$	[ksi]	see assumption 2
Comb sect top flange width	$b_f = 10.0$	[in]	use channel depth if capped w with channel

Code Reference

Critical length	$L_c = \min\left(\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}}, \frac{2 \times 10^4}{(d_{all}/A_f) \times F_y}\right)$	<i>ASD 9th Edition</i>	= 126.67 [in] Eq F1-2
-----------------	---	------------------------	-----------------------

$$76 b_f / \text{sqrt}(F_y) = 126.7 \text{ [in]}$$

When $L_b \leq L_c$	Esta parte no es aplicable			
Para sección Compacta	No Aplicable	$F_{bx} = 0.66 \times F_y$	= 0.00	[ksi] Eq F1-1
Para sección NO Compacta	No Aplicable	$b_f / 2t_f = \text{Comb Sect max}(W b_f / 2t_f, C b_f / t_f)$	= 8.74	
		$F_{bx} = \left(0.79 - 0.002 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y} \right) F_y$	= 0.00	[ksi] Eq F1-3
		$F_{bx} = 0.6 \times F_y$	= 0.00	[ksi] Eq F1-5
When $L_b > L_c$	Es Aplicable			
		$L_b / r_T =$	= 77.45	
Coeficiente de Flexión		$C_b = 1.0$ Siendo conservadores		
		$x = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 \times C_b}{F_y}}$	= 119.02	
Para $(L_b / r_T) \leq x$	Aplicable			
		$F_{bx} = \left(\frac{2}{3} - \frac{F_y (L_b / r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right) F_y \leq 0.6 F_y$	= 18.92	[ksi] Eq F1-6
Para $(L_b / r_T) > x$	No Aplicable			
		$F_{bx} = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(L_b / r_T)^2} \leq 0.6 F_y$	= 0.00	[ksi] Eq F1-7
For any value of (L_b / r_T)	Aplicable			
		$F_{bx} = \frac{12 \times 10^3 C_b}{L_b \times (d_{all} / A_f)} \leq 0.6 F_y$	= 21.60	[ksi] Eq F1-8
Allow able compression stress		$F_{bxc} =$	= 21.60	[ksi]
Actual compression stress		$f_{bxc} = M_x / S_x$	= 8.85	[ksi]
		ratio = f_{bxc} / F_{bxc}	= 0.41	OK

Flexión en el Eje Y-Y en la Ala superior

Para ala superior compacta	Aplicable	$F_{by} = 0.75 \times F_y$	= 27.00	[ksi] Eq F2-1
Para ala superior no compacta	No Aplicable	$F_{by} = 0.60 \times F_y$	= 0.00	[ksi] Eq F2-2
Allow able compression stress		$F_{byc} =$	= 27.00	[ksi]
Actual compression stress		$f_{byc} = M_y / S_y$	= 2.42	[ksi]
		ratio = f_{byc} / F_{byc}	= 0.09	OK

Code Reference
ASD 9th Edition

Flexión Biaxial en la Ala superior

Combined bending stress $f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} = 0.50$ OK Eq H1-3

Corte a lo largo del eje Y-Y

Clear dist betw een trans. stiffeners $a = L_b = 236.22$ [in]
W sect clear dist betw een flange $h = 12.26$ [in] $a / h = 19.27$

$k_v = 4.00 + 5.34 / (a / h)^2 = 5.35$ Eq F4-2
 $5.34 + 4.00 / (a / h)^2$ if $a / h > 1$

$h / t_w = 45.40$

$$C_v = 4500 \times k_v / (F_y \times (h/t_w) = 1.613 \quad \text{Eq F4-2}$$

$$= 190 / (h/t_w) \times \text{sqrt} (k_v/F_y) \text{ if } C_v > 0.8$$

$$C_v = 1.613$$

For $h / t_w \leq 380 / \text{sqrt} (F_y)$ **Aplicable**

$$F_v = 0.40 \times F_y = 14.40 \quad \text{[ksi] Eq F4-1}$$

For $h / t_w > 380 / \text{sqrt} (F_y)$ **No Aplicable**

$$F_v = (F_y \times C_v) / 2.89 \leq 0.4 F_y = 0.00 \quad \text{[ksi] Eq F4-2}$$

Allow able shear stress $F_v = 14.40 \quad \text{[ksi]}$

Actual shear stress $f_v = V_x / S_t = 0.94 \quad \text{[ksi]}$

ratio = $f_v / F_v = 0.07$ **OK**

Desplazamiento Lateral en el Alma por Pandeo

AISC Design Guide 7

Use LRFD 13 instead of ASD 9 to increase web sidesw ay buckling resistance when flexural stress in the web is less than $0.66F_y$

page 61

$$(h / t_w) / (L_b / b_f) = 1.29 \leq 1.7 \quad \text{AISC LRFD 13}$$

Max actual bending stress $f_b = 16.25 \quad \text{[ksi]}$

When $f_b < (F_y / 1.5) = 0.66 F_y$

Aplicable

$$C_r = 9.6E+05 \quad \text{[ksi]}$$

When $f_b \geq (F_y / 1.5) = 0.66 F_y$

No Aplicable

$$C_r = 0.0E+00 \quad \text{[ksi]}$$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h}{L_b} / \frac{t_w}{b_f} \right)^3 \right] = 41.91 \quad \text{[kips] Eq J10-7}$$

$$R_a = R_n / \Omega = R_n / 1.76 = 23.81 \quad \text{[kips]}$$

$$P_{v\text{-impt}} = P_v \times \alpha \text{ (impact factor)} = 10.29 \quad \text{[kips]}$$

$$\text{ratio} = P_{v\text{-impt}} / R_a = 0.43 \quad \text{OK}$$

Chequeo Deflexión Vertical de la Viga Carril

Code Reference

Crane serviceability criteria based on

CISC Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures 2nd Edition

Table 4.1 item 14,15

AISC Design Guide 7: Industrial Buildings-Roofs to Anchor Rods 2nd Edition

page 56

CMAA 70-04 Specifications for Top Running Bridge and Gantry Type Multiple Girder Electric

Cl 1.4.3

Overhead Traveling Cranes

CMAA crane service class

Class C

Moderate service

Ver deflection limit (no impact , max w heel load)

$$B_v = L / 600$$

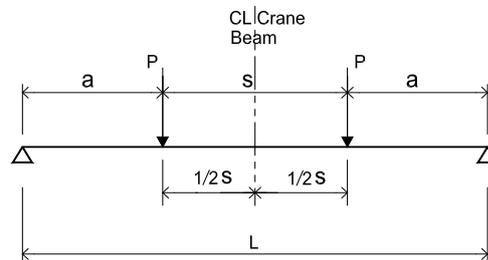
Hor deflection limit (no impact , 10% max w heel load)

$$B_h = L / 400$$

Runw ay beam span $L = 236.22 \quad \text{[in]}$

Bridge w heel spacing $s = 110.24 \quad \text{[in]}$

$a = 62.99 \quad \text{[in]}$



Max Deflection Case

Max deflection at center $\Delta_{\text{max}} = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24 EI} = 13.71 \quad P/I$

Deflexión Vertical

Unfactored max ver. w heel load

$P = 8.2$ [kips / per w heel] impact factor NOT included

$l_x = 420.0$ [in⁴]

Max deflection at center $\Delta_{max} = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24 EI} = 0.269$ [in]

Allow able deflection $\Delta_a = L / B_v = 0.394$ [in]

ratio = $\Delta_{max} / \Delta_a = 0.68$ **OK**

Deflexión Lateral

Unfactored max hor. w heel load

$P = 0.6$ [kips / per w heel]

$l_t = 87.0$ [in⁴]

Max deflection at center $\Delta_{max} = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{24 EI} = 0.096$ [in]

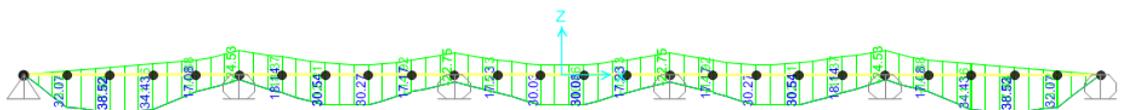
Allow able deflection $\Delta_a = L / B_h = 0.591$ [in]

ratio = $\Delta_{max} / \Delta_a = 0.16$ **OK**

RESUMEN FINAL		
Diseño de Viga Carril según ASD 89		
En general	ratio = 0.75	OK
Chequeo de Pandeo Local		OK
Flexión en el Eje X-X	ratio = 0.75	OK
Flexión en el Eje Y-Y en la Ala superior	ratio = 0.09	OK
Flexión Biaxial en la Ala superior	ratio = 0.50	OK
Corte a lo largo del eje Y-Y	ratio = 0.07	OK
Desplazamiento Lateral en el Alma por Pandeo	ratio = 0.43	OK
Deflexión Vertical de la Viga carril	ratio = 0.68	OK
Deflexión Lateral en la Viga Carril	ratio = 0.16	OK
Conclusion: La viga carril cumple con la verificación		

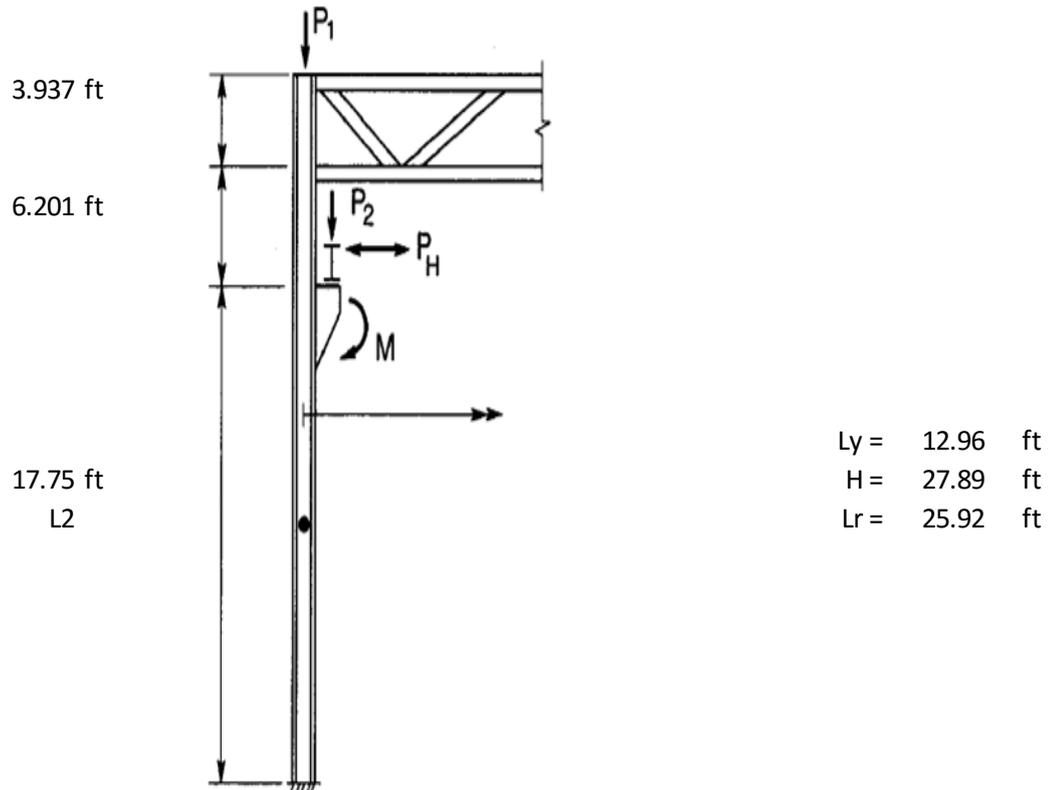
La viga carrilera se comprobó con el programa SAP2000 de manera conjunta, con la carga móvil que recorre la viga carril, de lo que se obtuvo:

Moment 3-3 Diagram (movil)



Se puede apreciar que el momento máximo es $M_{xx} = 38.52$ Kip_ft, el cual es inferior al que se calculó manualmente.

5.2.2 COLUMNAS



W14x34

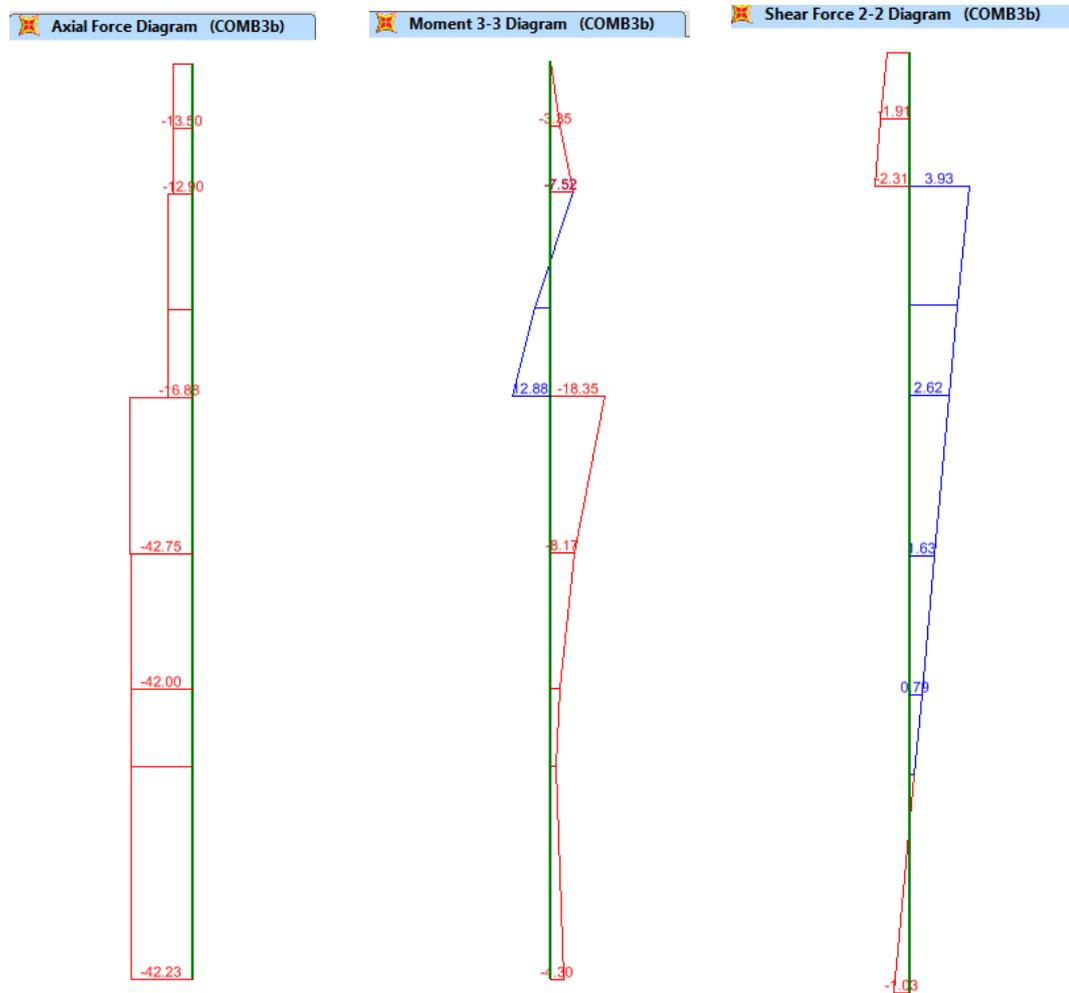
A =	10.00 in ²	E =	29000 ksi
Sx =	48.64 in ³	Sy =	6.91 in ³
Zx =	54.60 in ³	Zy =	10.60 in ³
Ix =	340.00 in ⁴	Iy =	23.30 in ⁴
rx =	5.83 in	ry =	2.47 in
Fy =	36.00 ksi	Ω =	1.67
bf =	6.745 in	tf =	0.455 in

PRIMER CASO DE COMBINACION DE ESFUERZOS CRITICOS

P1 =	16.88	Kips	P2 =	42.23	kips
Mx =	18.35	Kips-ft	My =	0.26	Kips-ft
L2/Lr =	0.6848		P2/Pt =	0.7144	

Diagrama de esfuerzos que actúan en la columna combo 3b (Kips-f, Kips)

Figura 46



ESFUERZOS COMBINADOS COMPRESION Y FLEXION

$KL_x =$	25.92
$KL_y =$	12.96
$f_a = P_t/A =$	5.91 Ksi
$KL_x/r_x =$	53.34
$KL_y/r_y =$	63.0

ESFUERZOS COMBINADOS COMPRESION Y FLEXION

$$KLx = 25.92$$

$$KLy = 12.96$$

$$fa = Pt/A = 5.91 \text{ Ksi}$$

$$KLx/rx = 53.34$$

$$KLy/ry = 63.0$$

$$F_{\sigma} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_c} \right] F_y \text{ Ksi}$$

$$Fa = Fcr/\Omega = 17.50 \text{ Ksi}$$

$$fbx = 12My/Sy = 4.53 \text{ Ksi}$$

$$fby = 12Mx/Sx = 0.45 \text{ Ksi}$$

$$Fbx = Mnx/(\Omega Sx) = 24.198 \text{ Ksi}$$

$$Fby = Mny/(\Omega Sy) = 33.074 \text{ Ksi}$$

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbx}}{F_{cbx}} + \frac{f_{rby}}{F_{cby}} \right| \leq 1.0$$

Ecuacion H2-1

$$\frac{5.91}{17.50} + \frac{4.53}{24.20} + \frac{0.45}{33.07} \leq 1.00$$

$$0.539 \leq 1.00 \quad \text{OK}$$

VERIFICACION DE ESFUERZO DE CORTE

$$V_a = 3.93 \text{ kips}$$

$$A_w = 2b_f t_f = 6.138 \text{ in}^2 \quad K_v = 1.00$$

$$b_f/t_f = 14.824$$

$$1.10\sqrt{K_v E/F_y} = 31.221 \geq 14.824 \quad \text{OK}$$

$$\rightarrow C_v = 1.00$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 132.58 \text{ Kips}$$

$$V_n/\Omega = 79.39 \text{ kips}$$

$$79.39 \text{ kips} > 3.93 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

SEGUNDO CASO DE COMBINACION DE ESFUERZOS CRITICOS

$$P_1 = 10.47 \text{ Kips}$$

$$P_2 = 26.51 \text{ kips}$$

$$M_x = 24.48 \text{ Kip-ft}$$

$$M_y = 3.95 \text{ Kip-ft}$$

$$L_2/L_r = 0.6848$$

$$P_2/P_t = 0.7169$$

$$K L_x = 25.92$$

$$K L_y = 12.96$$

$$f_a = P_t/A = 3.70 \text{ Ksi}$$

$$K L_x/r_x = 53.34$$

$$K L_y/r_y = 62.96$$

$$F_{\sigma} = \left[\begin{array}{c} F_y \\ 0.658 F_y \end{array} \right]$$

$$F_{cr} = 29.22 \text{ Ksi}$$

$$F_a = F_{cr}/\Omega = 17.50 \text{ Ksi}$$

$$f_{bx} = 12M_y/S_y = 4.53 \text{ Ksi}$$

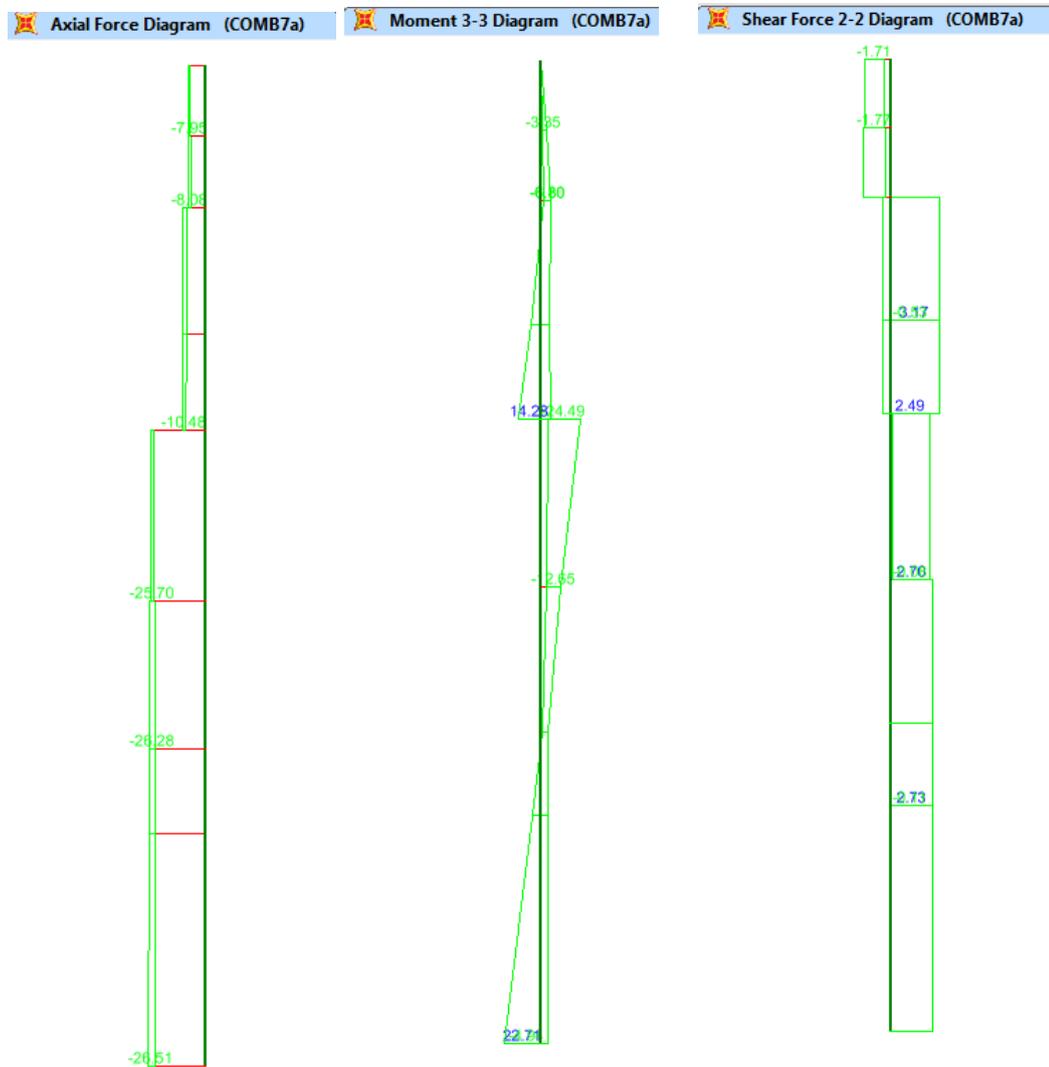
$$f_{by} = 12M_x/S_x = 0.45 \text{ Ksi}$$

$$F_{bx} = M_{nx}/(\Omega S_x) = 24.198 \text{ Ksi}$$

$$F_{by} = M_{ny}/(\Omega S_y) = 33.074 \text{ Ksi}$$

Diagramas de esfuerzos que actúan en la columna combo 7b (Kips-f, Kips)

Figura 47



$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbx}}{F_{cbx}} + \frac{f_{rby}}{F_{cby}} \right| \leq 1.0$$

Ecuacion H2-1

$$\frac{3.70}{17.50} + \frac{4.53}{24.20} + \frac{0.45}{33.07} \leq 1.00$$

$$0.412 \leq 1.00 \quad \text{OK}$$

VERIFICACION DE ESFUERZO DE CORTE

$$V_a = 3.17 \text{ kips}$$

$$A_w = 2b_f t_f = 6.138 \text{ in}^2 \quad K_v = 1.00$$

$$b_f/t_f = 14.824$$

$$1.10\sqrt{K_v E/F_y} = 31.221 \geq 14.824 \quad \text{OK}$$

$$\rightarrow C_v = 1.00$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 132.58 \text{ Kips}$$

$$V_n/\Omega = 79.39 \text{ kips}$$

$$79.39 \text{ kips} > 3.17 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

Se puede observar que la columna cumple con holgura las solicitaciones máximas.

5.2.3 APOYOS

Datos Generales:

Columna:

Select: **W12x14**

Cargas aplicadas:

Carga Axial, P(total) = **-63.49** ton
 Carga Axial V, P(DL) = **0.00** ton
 Carga de Corte, V(total) = **0.00** ton
 Momento @ Base, M = **3.17** ton-m

Parámetros de Diseño:

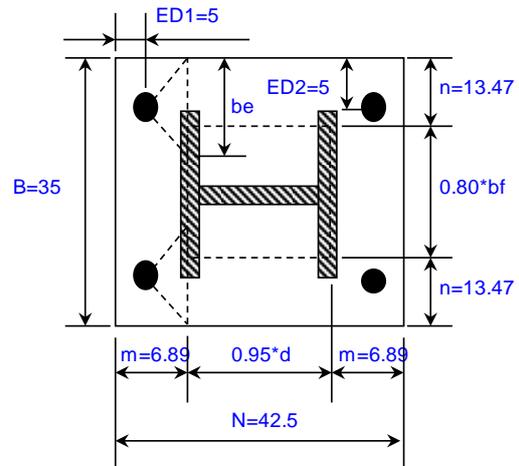
Long. Placa Base, N = **42.500** cm
 Ancho Placa Base, B = **35.000** cm
 Esfuerzo Fluencia, Fy = **2530.00** kg/cm²
 Resist. Concreto, f'c = **210.000** kg/cm²
 Area de Soporte, A2 = **1487.50** cm.²
 Coef. de Corte, C = **1.85**
 Coef. de Fricción, μ = **0.70**

Propiedades de Pernos de Anclaje:

Nº Total de Pernos, Nb = **6**
 Diametro de Pernos, db = **1.00** in.
 Material de Pernos = **A36**
 Dist. Eje de Perno, ED1 = **5.000** cm.
 Dist. Eje de Perno, ED2 = **5.000** cm.

Propiedades de Columna:

A =	26.84	cm. ²
d =	30.23	cm.
tw =	0.51	cm.
bf =	10.08	cm.
tf =	0.57	cm.



Resultados:

Excentricidad, Long. de Soporte, y Presiones de Apoyo:

Excentricidad, e = **4.993** cm.
 Longitud, Xc = **42.500** cm.
 Fp = **73.500** kg/cm²
 fp(max) = **72.768** kg/cm²
 fp(min) = **12.596** kg/cm²

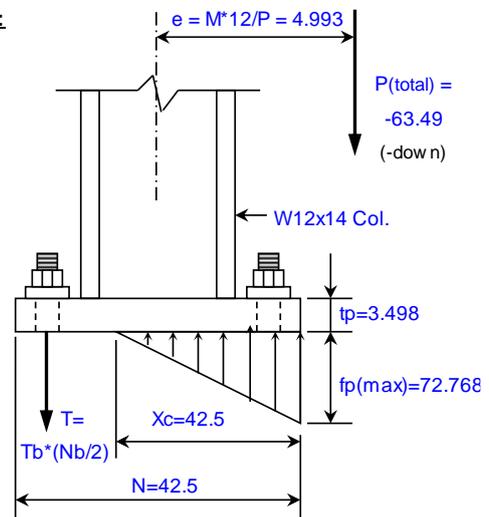
Fp >= fp(max), O.K.

Pernos de Anclaje/Tracción y Corte:

Ft = **1337.00** kg/cm²
 Ta = **6.77** ton/perno
 Tb = **0.00** ton/perno
 Fv = **693.00** kg/cm²
 Va = **3.51** ton/perno
 V(bolts) = **0.00** = V(total)-1/2*μ*P(DL)
 Vb = **0.00** ton/perno

(Interacción) S.R. = **N.A.** = Tb/Ta+(C*Vb)/Va

Planta



Elevación

Espesor de la Placa Base:

tp(req'd) = **3.498** cm.

tp(min) = **3.367** cm.

tp(req'd) = **1 3/8** in.

tp(min) = **1 3/8** in.

Espesor sugerido por rigidez

tp(min) >= max. of m/4 or n/4

5.3 ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

Diseño por Flexión

La sección crítica para momento negativo se tomará en las caras de los apoyos, mientras que para momentos positivos en el interior de la luz.

Para calcular la resistencia a flexión de una sección, como la mostrada en la figura 47, se supone que:

- Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier).
- No existe deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto.
- La máxima deformación a considerar en la fibra extrema a compresión será de 0.003.

Para poder simplificar los cálculos, el ACI permite que se emplee el bloque equivalente de compresiones. En consecuencia, para un elemento con ancho “b” y altura igual a “h”, tenemos:

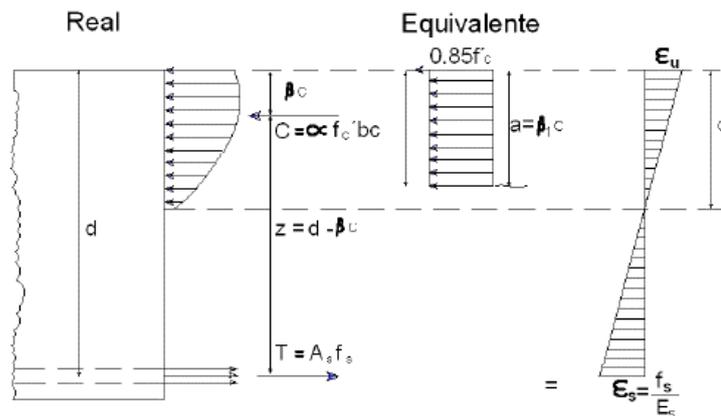


Figura 48 bloque equivalente de compresiones

Por tanto, se puede estimar el momento resistente a flexión como:

- $T = A_s f_y = 0.85 f_c' a b = C_c \rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$
- $\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times 0.85 f_c' b} \right)$

Para flexión el valor del factor de reducción (Φ) es 0.9 Se alcanzará esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo de fluencia o cuando el concreto alcance su deformación máxima. El tipo de falla dependerá de la cuantía de acero colocado en la sección.

Dicha cuantía se define como:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

ρ = Cuantía de acero
 A_s = Área de acero
 b = Ancho de la sección
 d = Peralte efectivo de la sección

Cuantía balanceada: Se define cuantía balanceada al área de acero que propicia una falla por aplastamiento de la sección de concreto en compresión al mismo tiempo que el acero alcanza la deformación de fluencia.

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{E_s E_s}{E_s E_s + E_c E_c} \right) ; \beta_1 = 0.85$$

Cuando se coloca una cuantía mayor a la balanceada se producirá falla en compresión, es una falla frágil muy peligrosa. Por ello, lo que debemos buscar en el diseño es una falla dúctil. Por ende, es importante controlar la cuantía de acero, ya que una cuantía mayor o menor a la balanceada determinará el tipo de falla que puede presentar la sección del elemento.

Cuantía máxima: La Norma E.060 Concreto Armado limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que garanticemos una falla dúctil. Se determinará según:

$$A_{s\text{máx}} = 0.75 \cdot \rho_b (b \cdot d)$$

Tomando el criterio de ductilidad y estando ubicado el proyecto en una zona con alta incidencia sísmica tomaremos como cuantía máxima la siguiente expresión:

$$A_{s\text{máx}} = 0.50 \cdot \rho_b (b \cdot d)$$

Cuantía mínima: En la Norma E.060 se establece que se debe de proveer una cuantía mínima a la sección de tal forma que la resistencia de la sección fisurada sea por lo menos 1.5 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento de la sección. El área mínima para secciones rectangulares se calculará:

$$A_{s\text{min}} = \frac{0.70 \sqrt{f_c} b d}{f_y}$$

Diseño por Flexo compresión

Capacidad por Flexo-compresión: Las mismas hipótesis básicas utilizadas en el análisis de una sección en flexión simple serán válidas para este acápite.

Los elementos tipo columnas o placas tienen una infinidad de combinaciones de momento flector y carga axial que pueden producir su falla. Conociendo las propiedades del material, la sección de la columna o placa y la distribución del acero de refuerzo, se puede construir un diagrama de interacción nominal (M_n Vs P_n) con las diferentes combinaciones de momento flector y carga axial que causa la falla de la sección.

Procedimiento de diseño: Se asume una sección reforzada, luego se construye el diagrama de interacción de diseño, esto se logrará afectando el diagrama de interacción nominal con el factor Φ (reducción de resistencia) y el factor n correspondiente a carga axial. Finalmente, lo que debemos lograr es que los pares de fuerza (M_u, P_u) obtenidas de las combinaciones se encuentren dentro del diagrama de diseño.

La figura 48 muestra el diagrama de interacción nominal y de diseño de una sección de concreto reforzada.

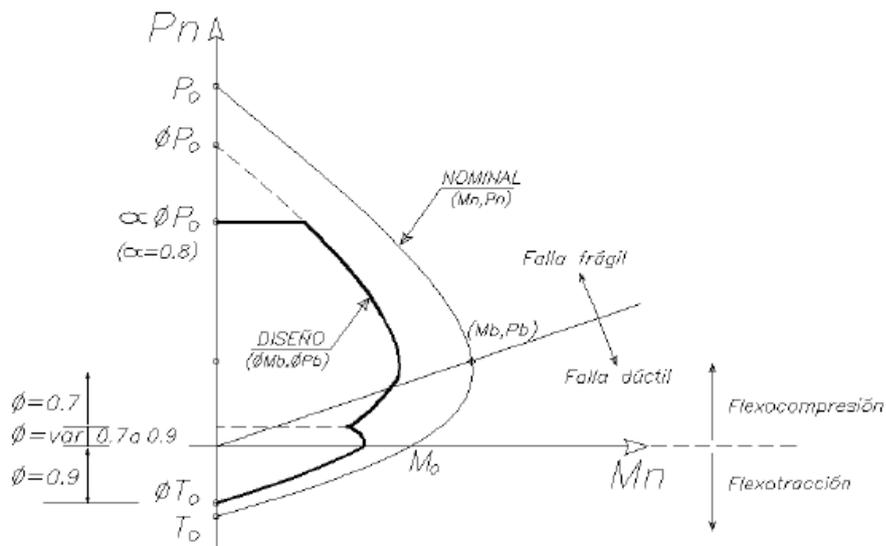


Figura 49, diagrama de interacción nominal y de diseño

Diseño por Corte

Para el diseño por corte será de interés las secciones con mayor fuerza cortante, la sección a analizar se tomará a una distancia “d” (peralte efectivo) de la cara de los apoyos. Sólo se tomará el valor del cortante en la cara cuando la reacción del apoyo induce tracción al elemento o si existiera alguna carga puntual ubicada a una distancia menor a “d”.

Capacidad en corte: En una sección reforzada la capacidad en corte (ΦV_n) estará dada por la suma del aporte del concreto (ΦV_c) y del refuerzo (ΦV_s), es decir:

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad ; \quad \Phi = 0.85$$

Donde:

V_n : resistencia nominal a corte, considerando el aporte del concreto (V_c) y del acero (V_s).

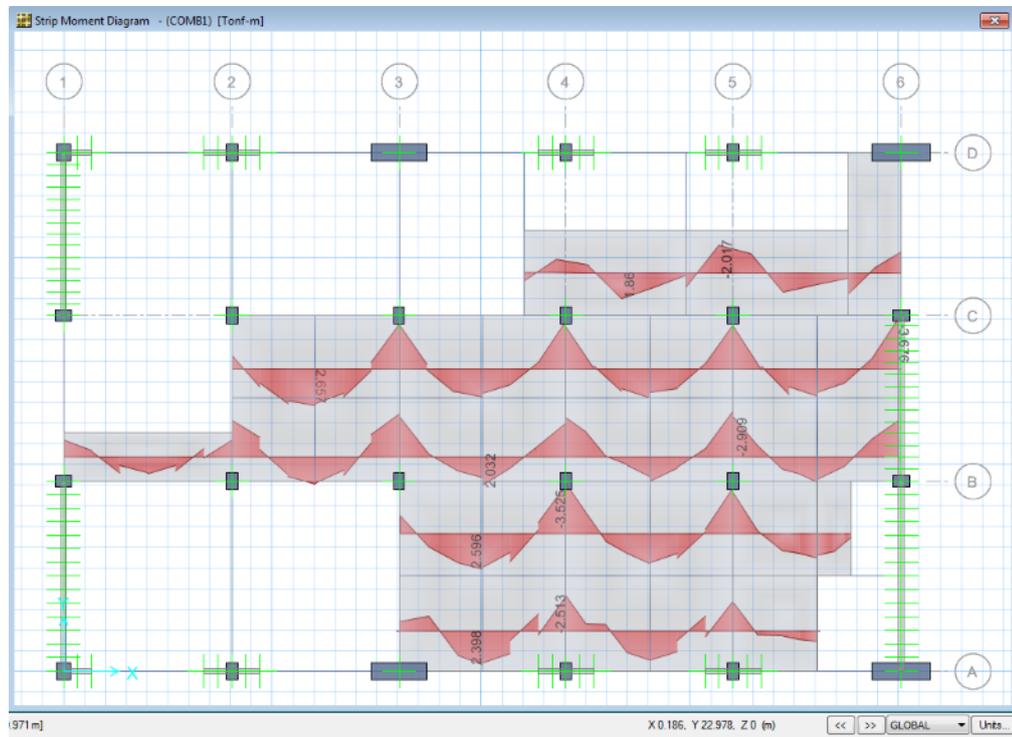
V_c : resistencia a corte del concreto, se calculará como, $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$,

V_s : resistencia a corte del estribo perpendicular el eje del elemento, cuya resistencia se calcula $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$ siendo A_v el área del refuerzo por corte y “s” el espaciamiento del refuerzo.

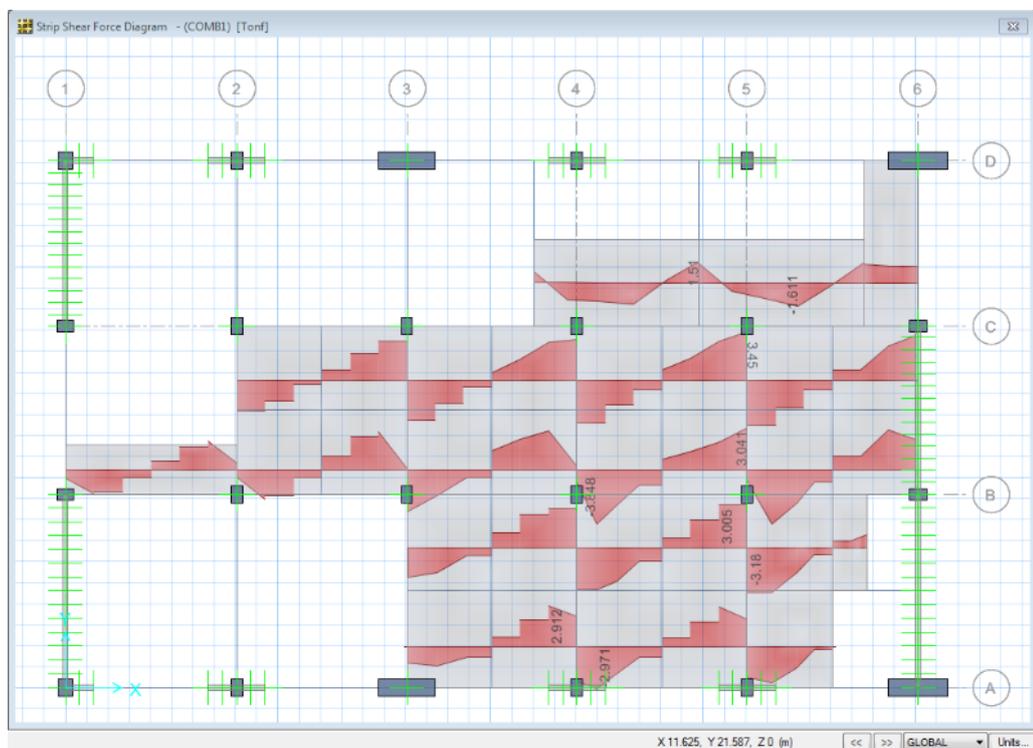
Será necesario reforzar mediante estribos perpendiculares al elemento cuando el concreto no sea capaz de resistir la fuerza cortante última.

5.3.1 LOSA MACIZA

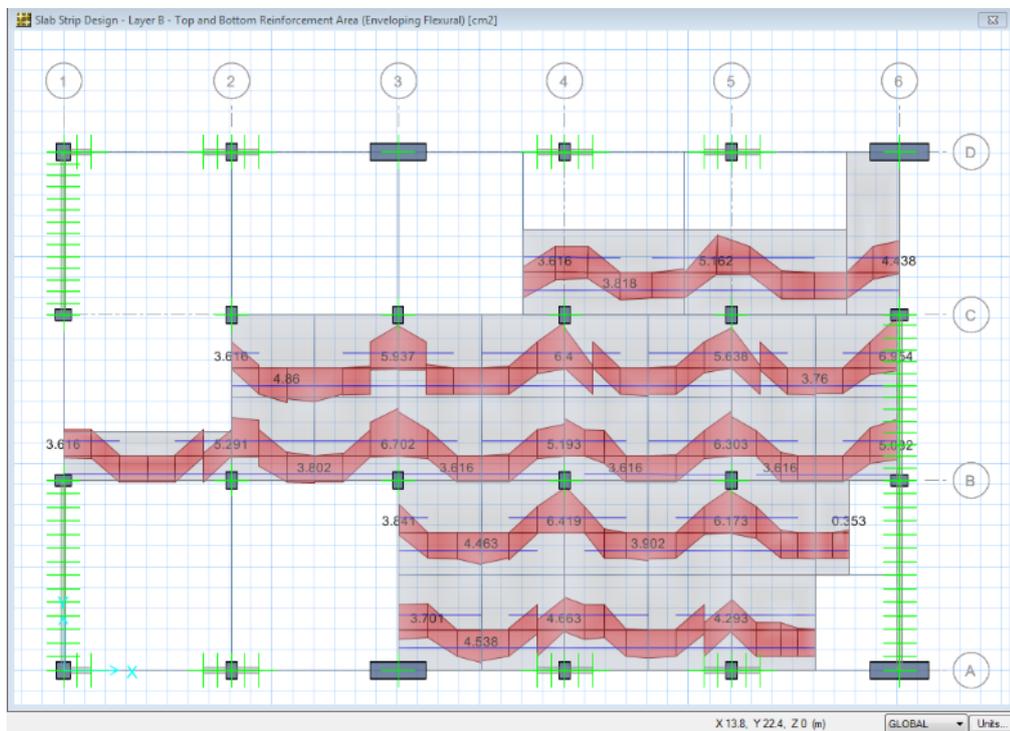
M 1-1 EN EVOLVENTE (figura 50)



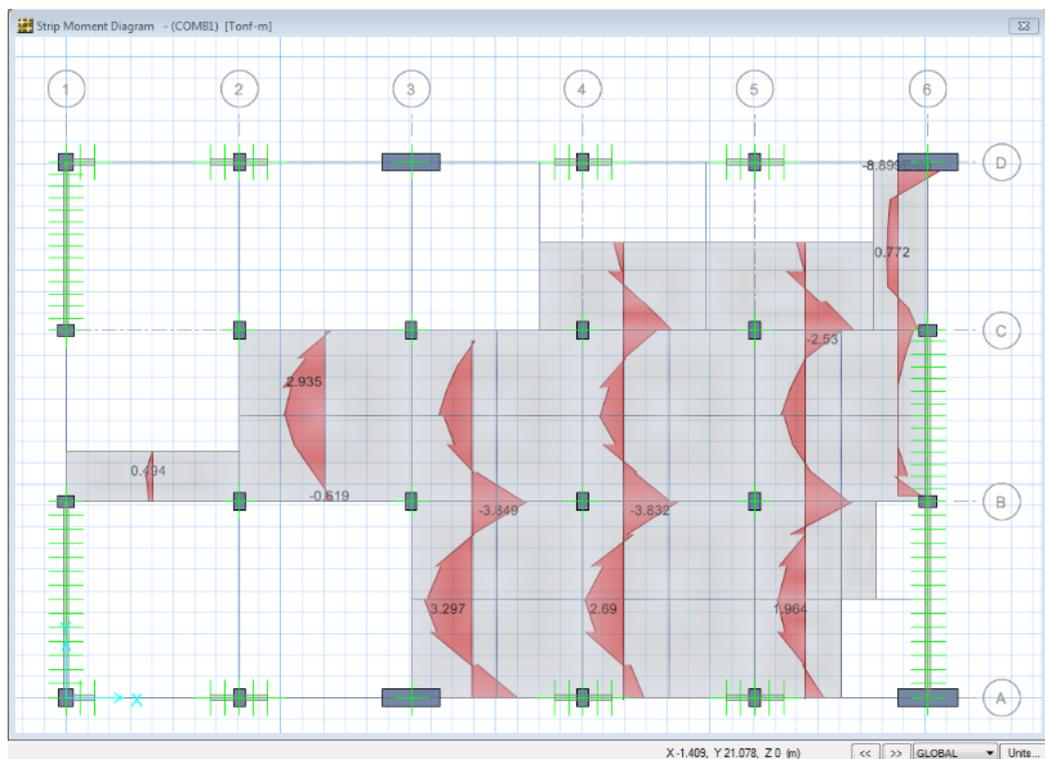
V 2-2 EN EVOLVENTE (figura 51)



ACERO CALCULADO SEGÚN PROGRAMA SAFE V12.3.2 (figura 52)

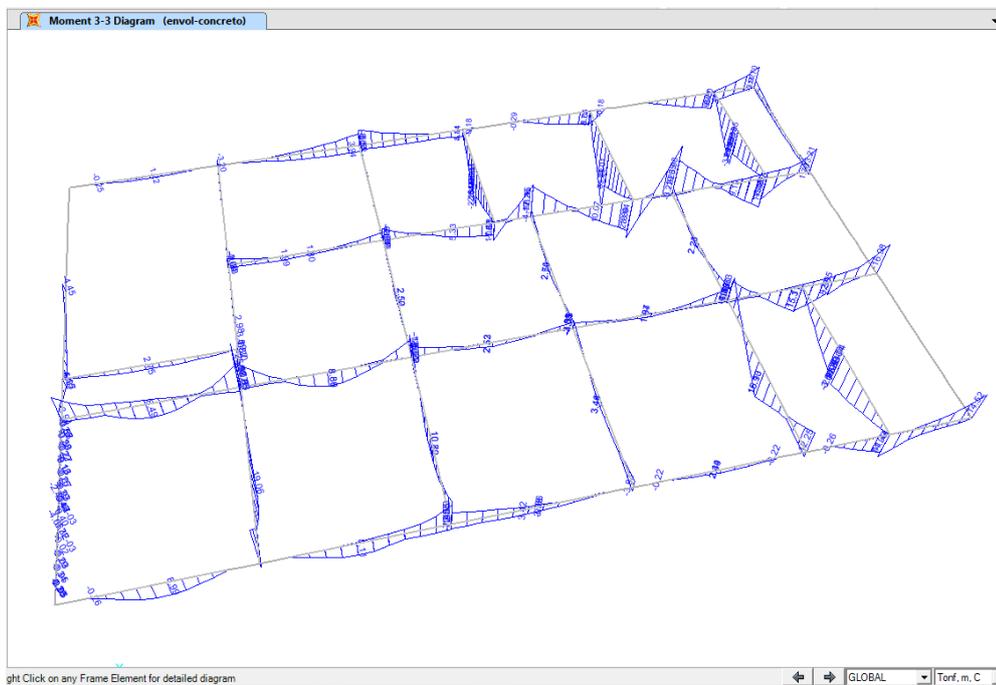


M 2-2 EN EVOLVENTE (figura 53)

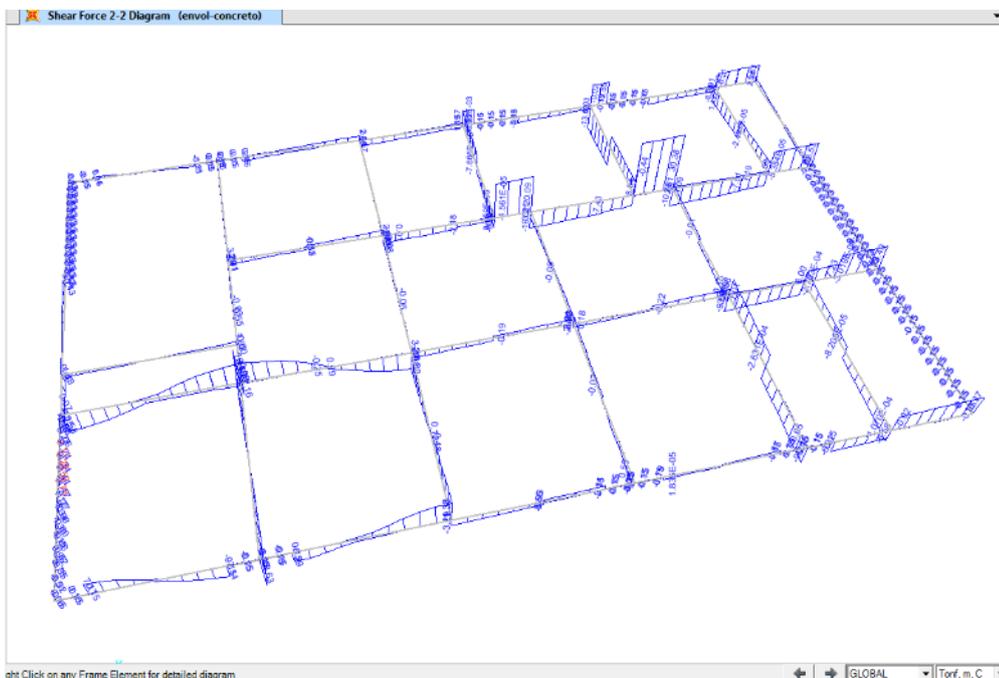


5.3.2 VIGAS

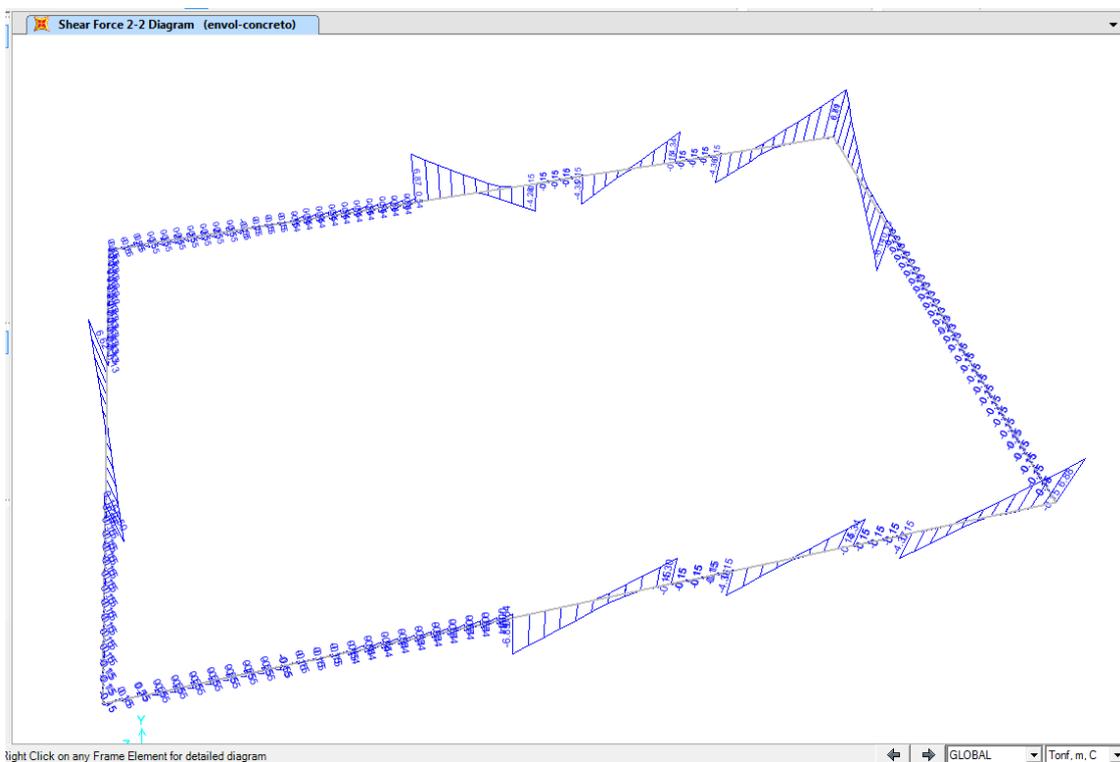
MOMENTO 3-3 EN EVOLVENTE 2° NIVEL (figura 56)



CORTANTE 2-2 EN EVOLVENTE 2° NIVEL (figura 57)



CORTANTE 2-2 EN EVOLVENTE 1° NIVEL (figura 60)



DISEÑO EN ACERO LONGITUDINAL (figura 61)



5.3.3 COLUMNAS

**DIAGRAMA DE INTERACCIÓN REDUCIDO M3
 EJE B/5**

P (Tn)	M3 (Tn-m)
311.388	0.000
311.388	10.342
282.147	15.564
237.387	19.870
188.083	23.222
131.488	26.035
99.184	24.944
58.051	22.182
20.925	19.901
-51.408	11.387
-119.984	0.000

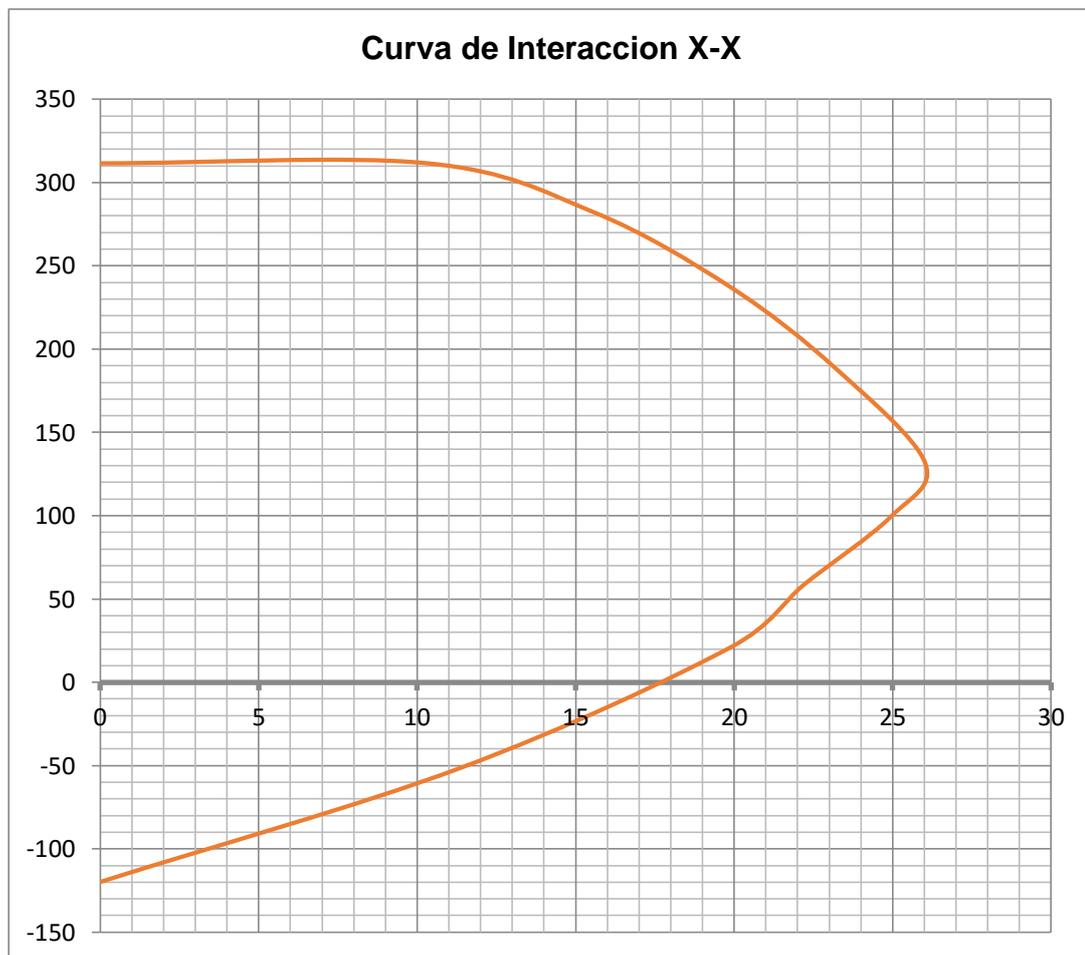
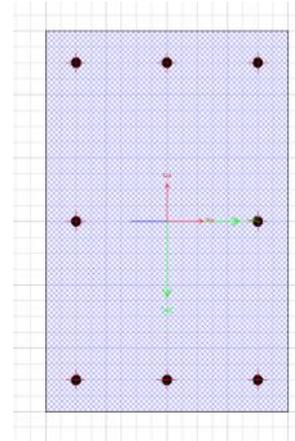
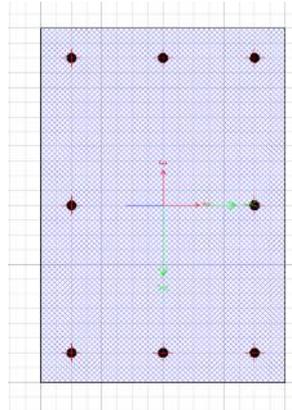
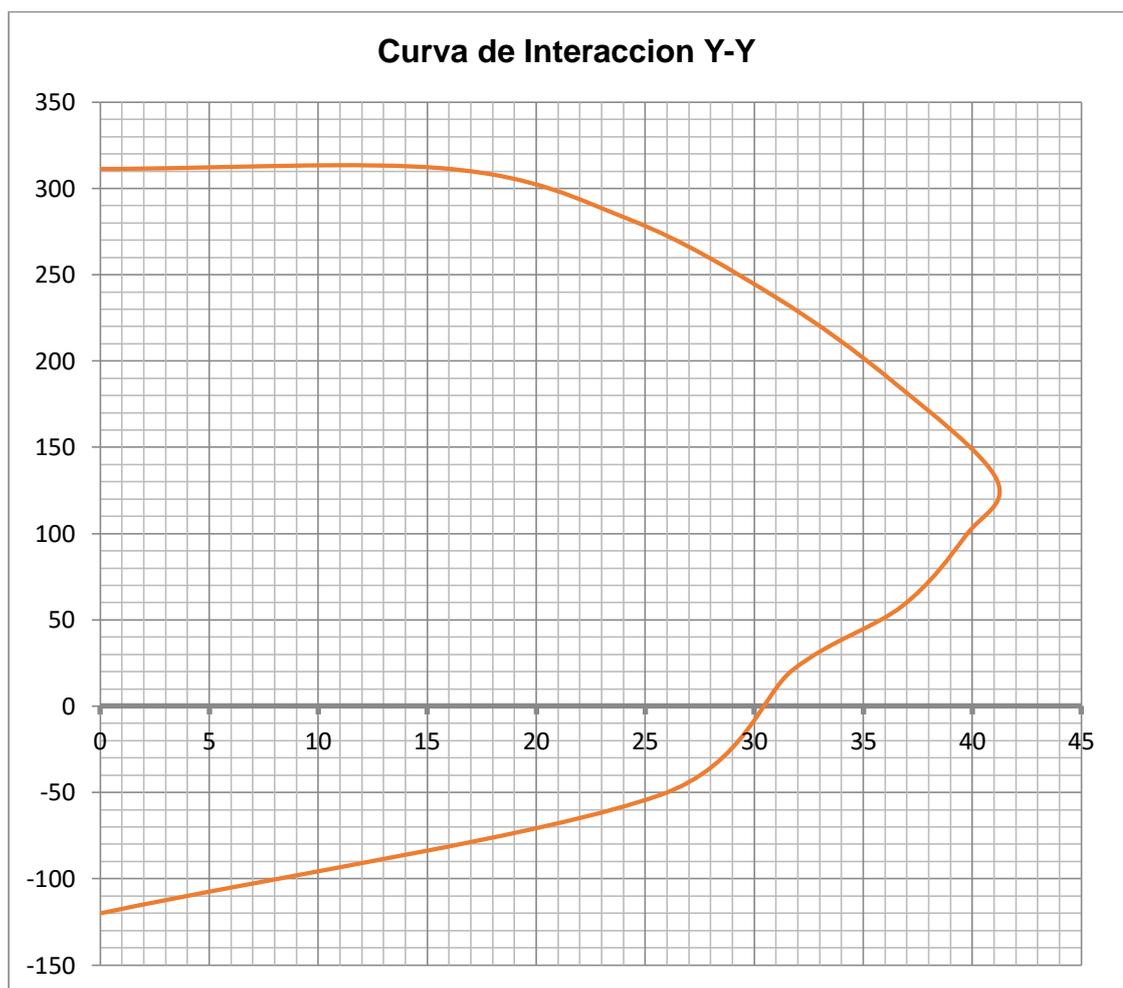


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN REDUCIDO M2
EJE B/5

P (Tn)	M2 (Tn-m)
311.388	0.000
311.388	16.041
282.147	24.266
237.387	30.940
188.083	36.361
131.488	41.111
99.184	39.711
58.051	36.775
20.925	31.744
-51.408	25.677
-119.984	0.000

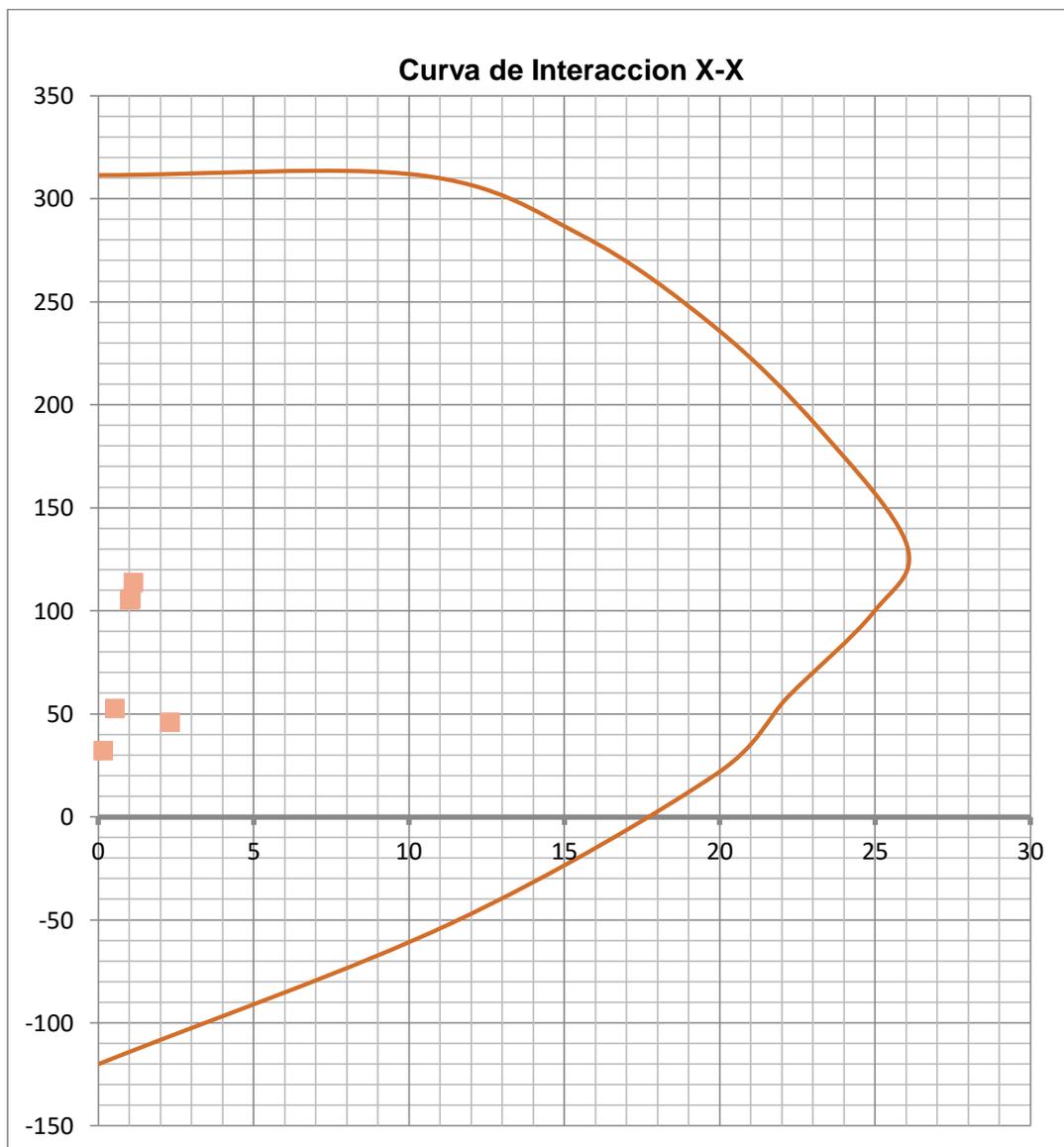


Curva de Interaccion Y-Y



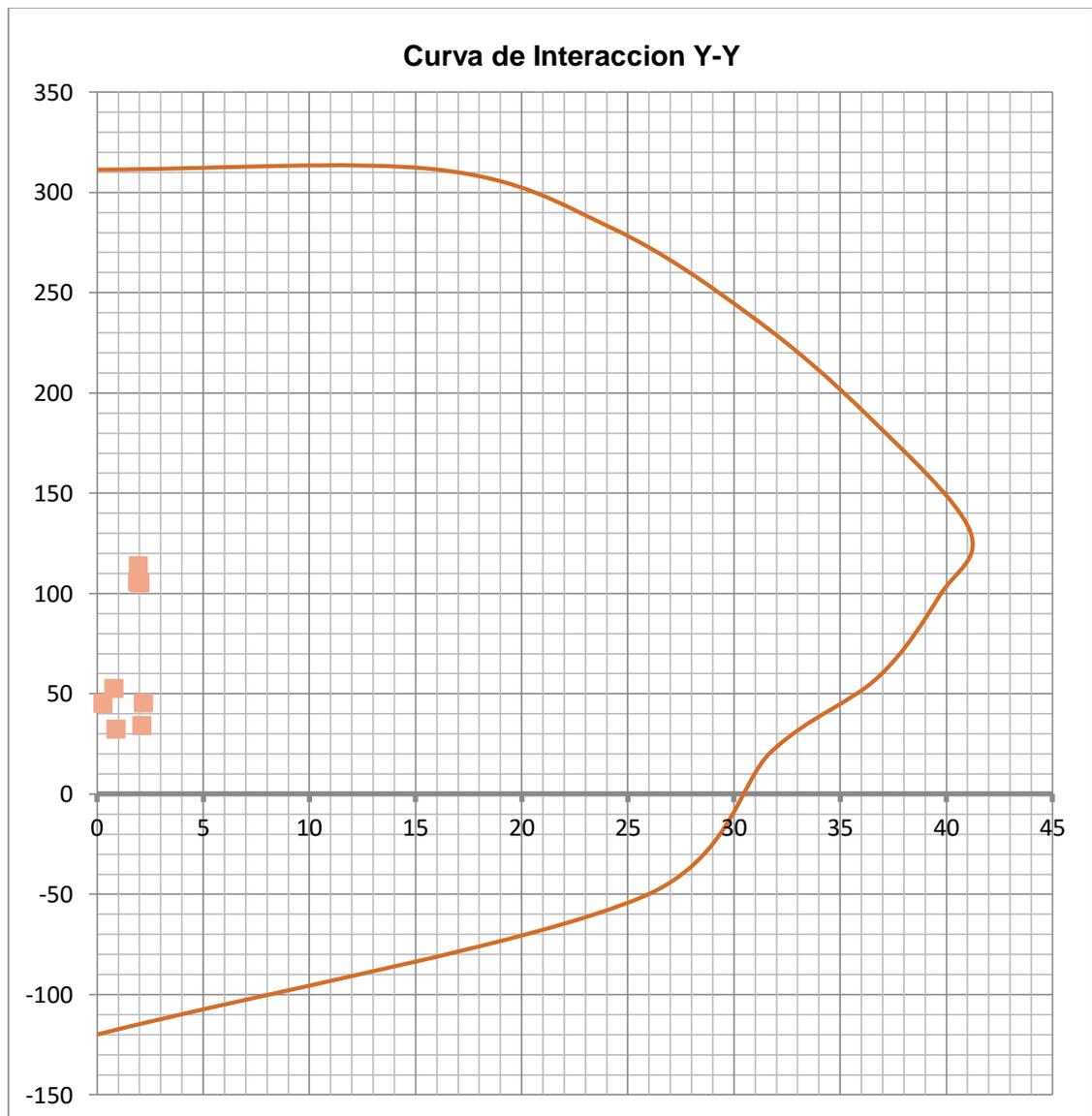
EJE B/5

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = 1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C _{ss}) + 1.6* Ci	52.523	0.556
Comb 2h = 1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C _{ss} + 1.6*Cl _s	113.48	1.158
Comb 3ah = 1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y	105.13	1.022
Comb 4ah = 1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C _{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)	105.55	1.069
Comb 5ah = 0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y	32.031	0.171
Comb 6ah = 1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo S _x (+)	45.883	2.328
Comb 6ch = 0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo S _x (+)	34.627	2.209
Comb 8ah = 1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc	45.025	0.475



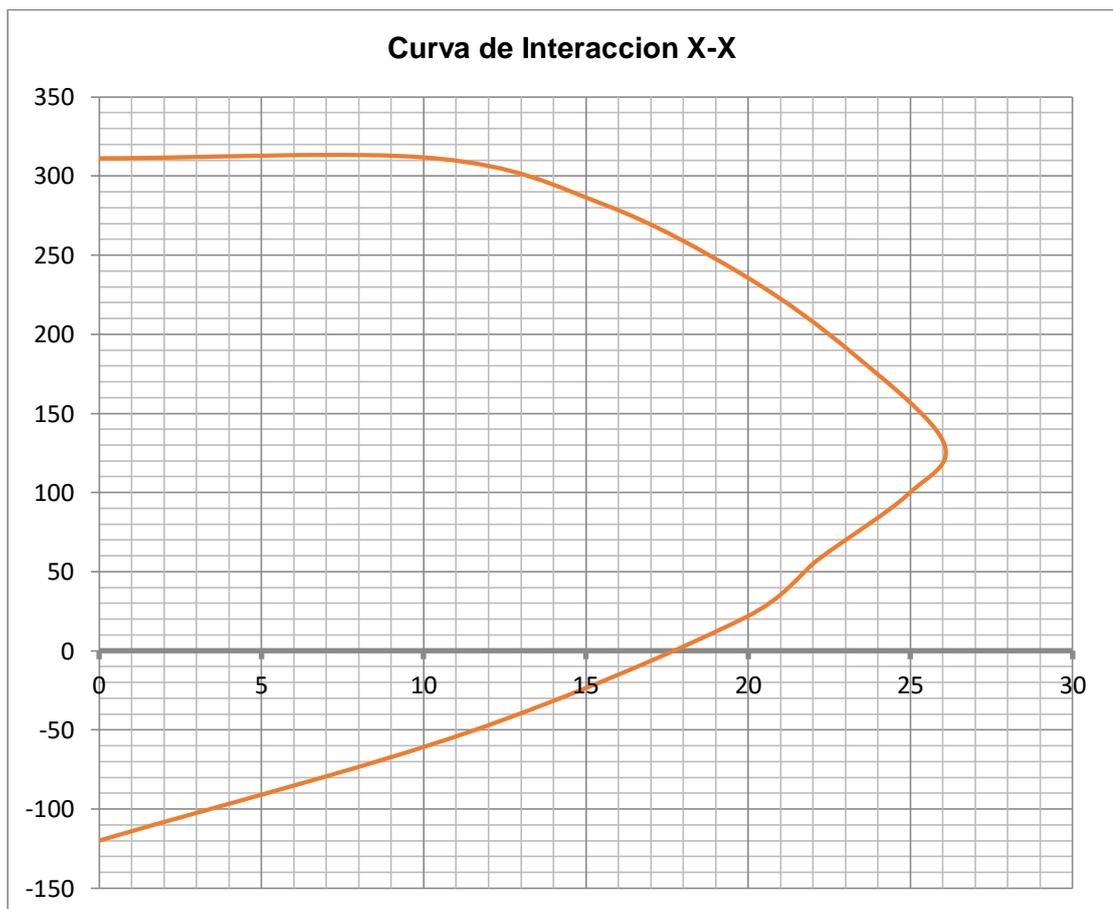
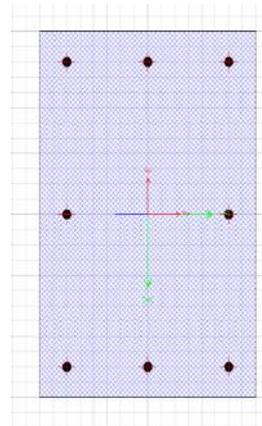
EJE B/5

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = $1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C_{ss}) + 1.6* Ci$	52.523	0.817
Comb 2h = $1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C_{ss} + 1.6*Cl_s$	113.48	1.953
Comb 3ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y$	105.13	2.032
Comb 4ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C_{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)$	105.55	1.931
Comb 5ah = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y$	32.031	0.903
Comb 7ah = $1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo Sy (+)$	45.23	2.201
Comb 7ch = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo Sy (+)$	33.974	2.127
Comb 8ah = $1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc$	45.025	0.297



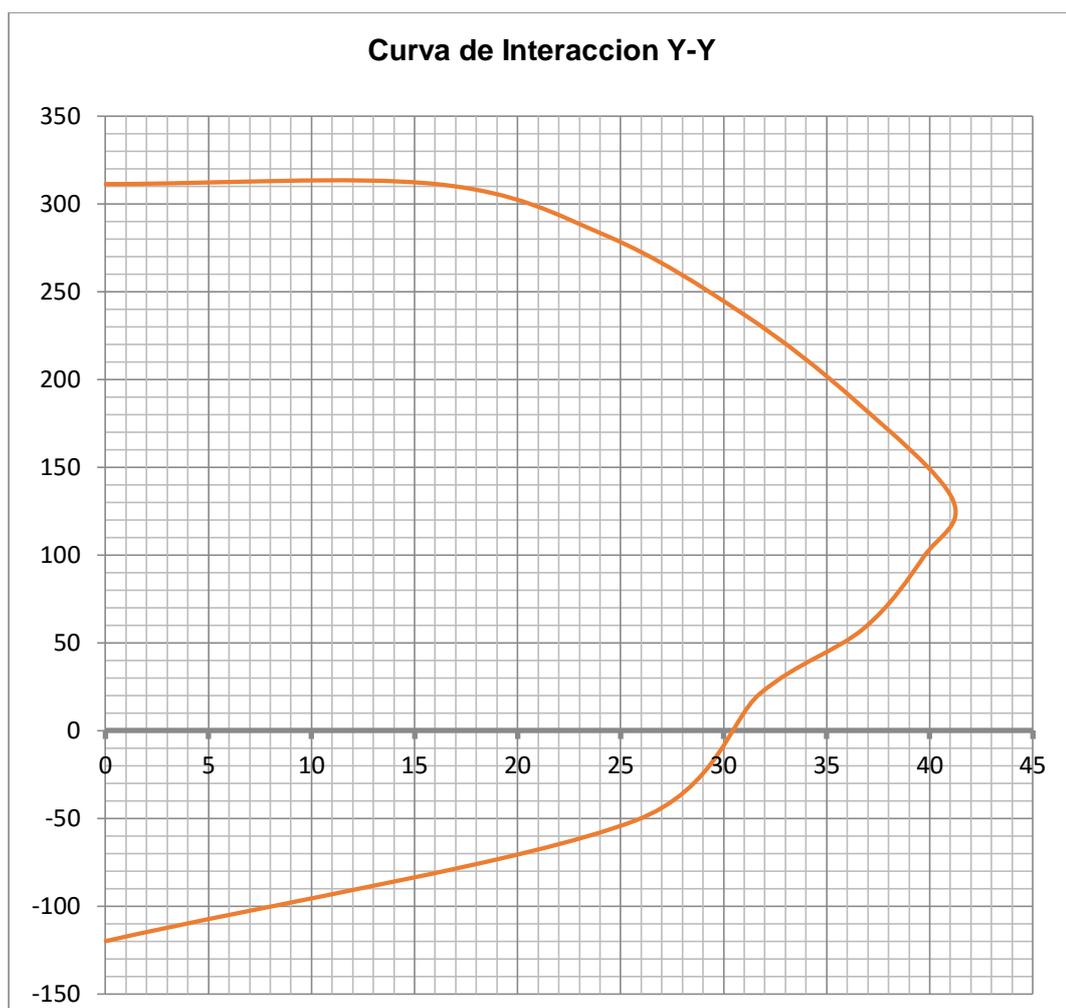
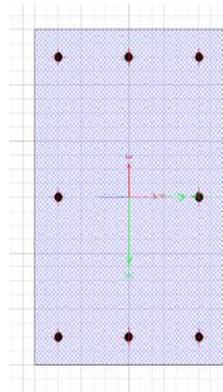
**DIAGRAMA DE INTERACCIÓN REDUCIDO M3
EJE B/5**

P (Tn)	M3 (Tn-m)
311.388	0.000
311.388	10.342
282.147	15.564
237.387	19.870
188.083	23.222
131.488	26.035
99.184	24.944
58.051	22.182
20.925	19.901
-51.408	11.387
-119.984	0.000



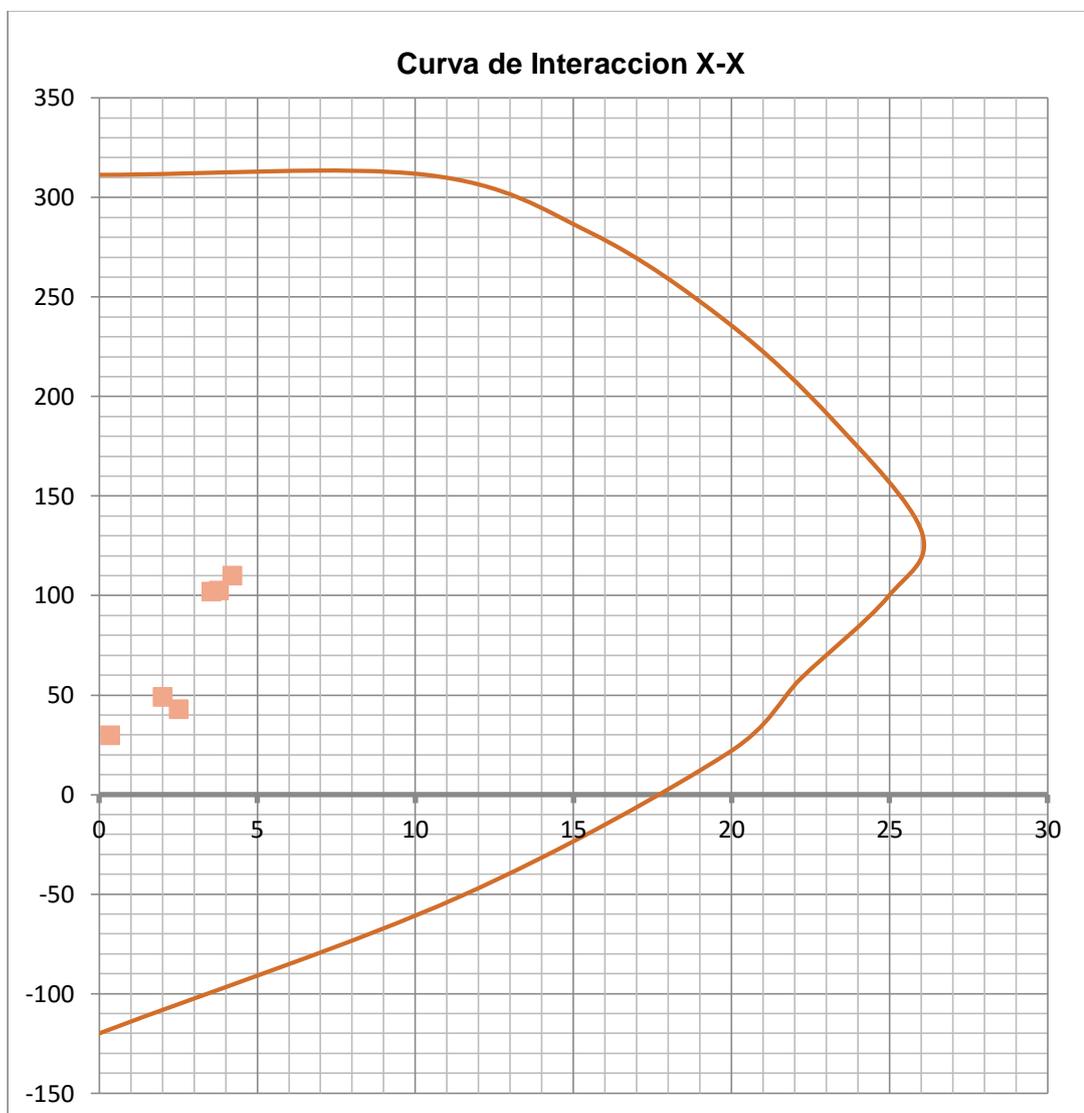
**Diagrama de Interacción REDUCIDO M2
EJE B/5**

P (Tn)	M2 (Tn-m)
311.388	0.000
311.388	16.041
282.147	24.266
237.387	30.940
188.083	36.361
131.488	41.111
99.184	39.711
58.051	36.775
20.925	31.744
-51.408	25.677
-119.984	0.000



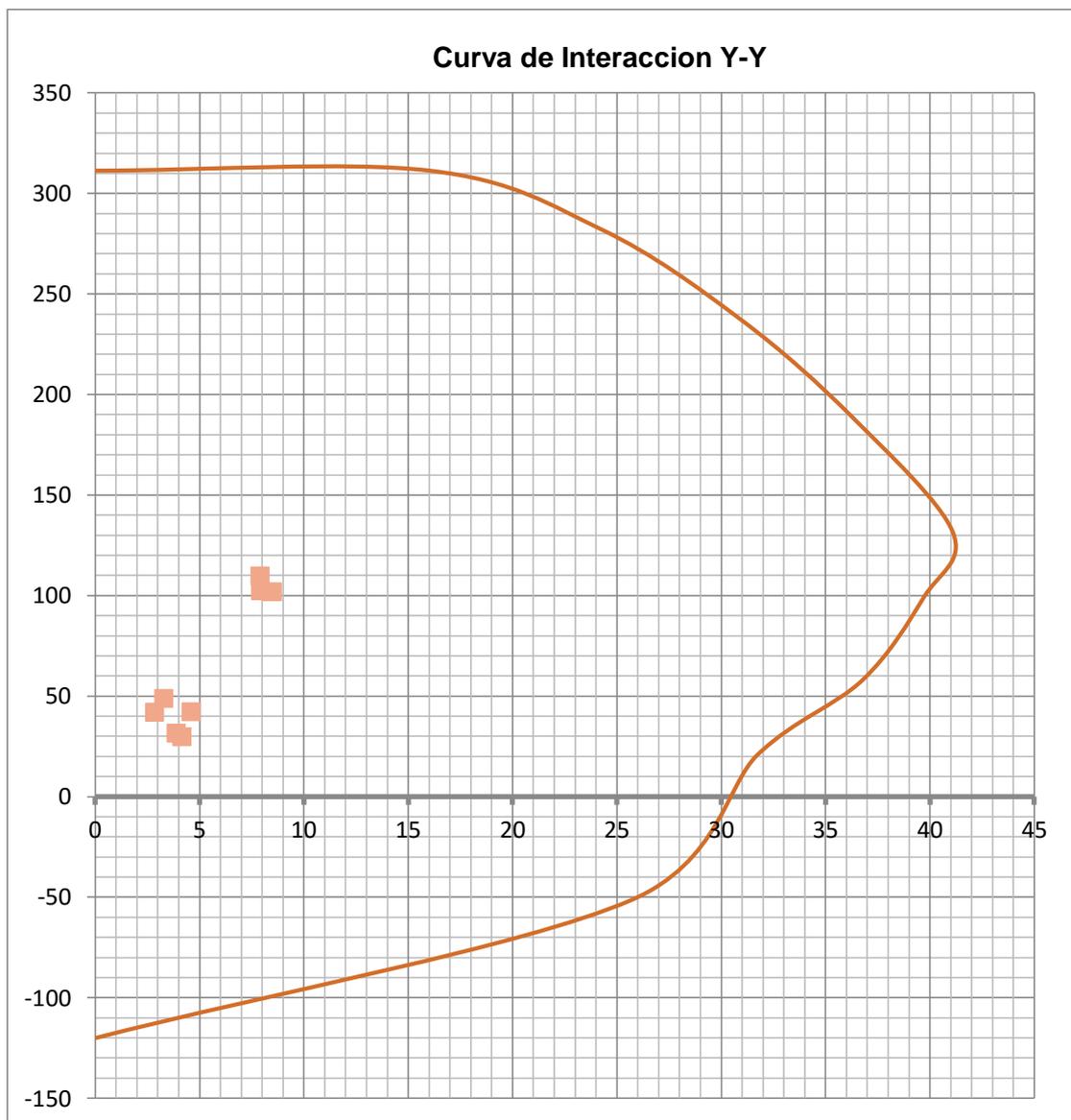
EJE B/5

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = $1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C_{ss}) + 1.6* Ci$	48.693	2.017
Comb 2h = $1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C_{ss} + 1.6*Cl_s$	109.647	4.235
Comb 3ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y$	101.842	3.562
Comb 4ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C_{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)$	102.269	3.796
Comb 5ah = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y$	29.569	0.357
Comb 6ah = $1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo S_x (+)$	42.585	2.526
Comb 6ch = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo S_x (+)$	32.15	2.958
Comb 8ah = $1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc$	41.742	0.936



EJE B/5

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = 1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C _{ss}) + 1.6* Ci	48.693	3.313
Comb 2h = 1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C _{ss} + 1.6*Cl _s	109.647	7.921
Comb 3ah = 1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y	101.842	8.508
Comb 4ah = 1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C _{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)	102.269	7.952
Comb 5ah = 0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y	29.569	4.162
Comb 7ah = 1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo Sy (+)	41.941	4.624
Comb 7ch = 0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo Sy (+)	31.505	3.908
Comb 8ah = 1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc	41.742	2.863



PLACA L
Diagrama de Interacción REDUCIDO M3
EJE D/6

P (Tn)	M3 (Tn-m)
701.406	-30.617
701.406	77.258
701.406	137.476
659.757	190.243
592.261	235.843
517.525	276.103
450.646	293.681
389.900	290.003
283.224	258.278
96.211	171.595
-137.055	41.112

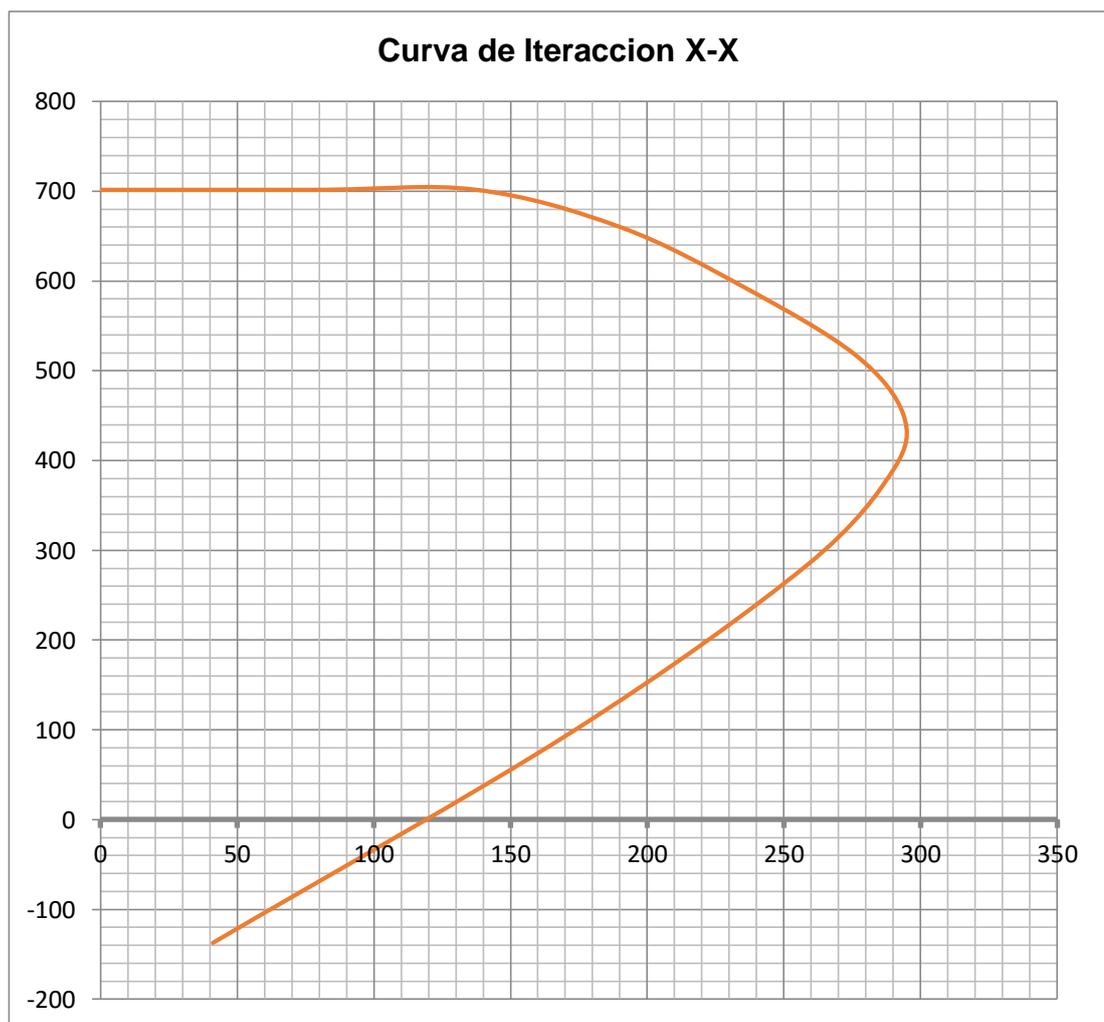
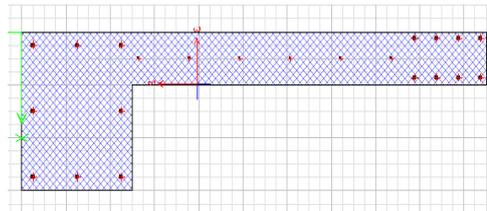
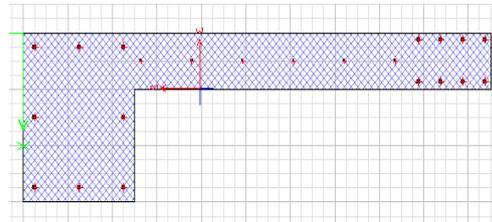
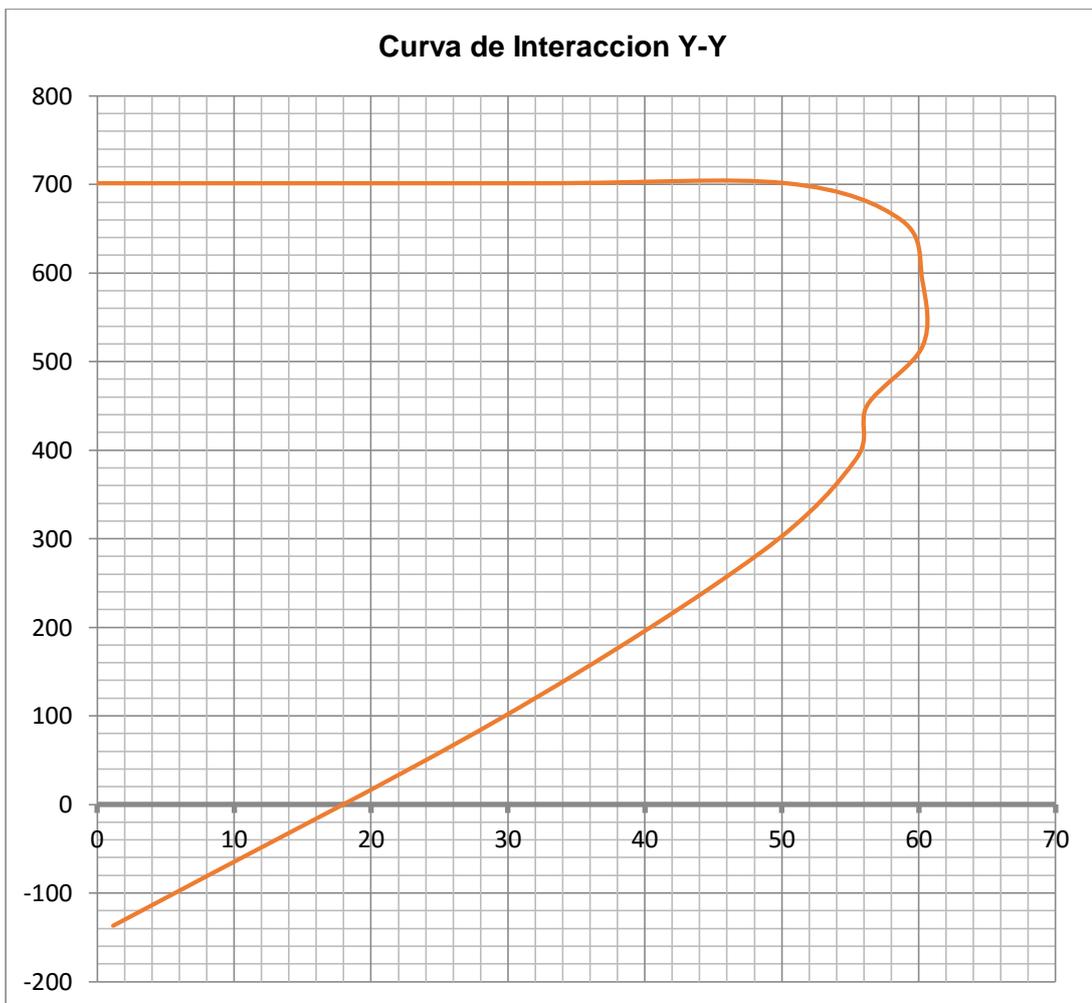


Diagrama de Interacción REDUCIDO M2
EJE D/6

P (Tn)	M2 (Tn-m)
701.406	-0.869
701.406	32.255
701.406	50.349
659.757	58.750
592.261	60.282
517.525	60.307
450.646	56.255
389.900	55.438
283.224	48.374
96.211	29.372
-137.055	1.167

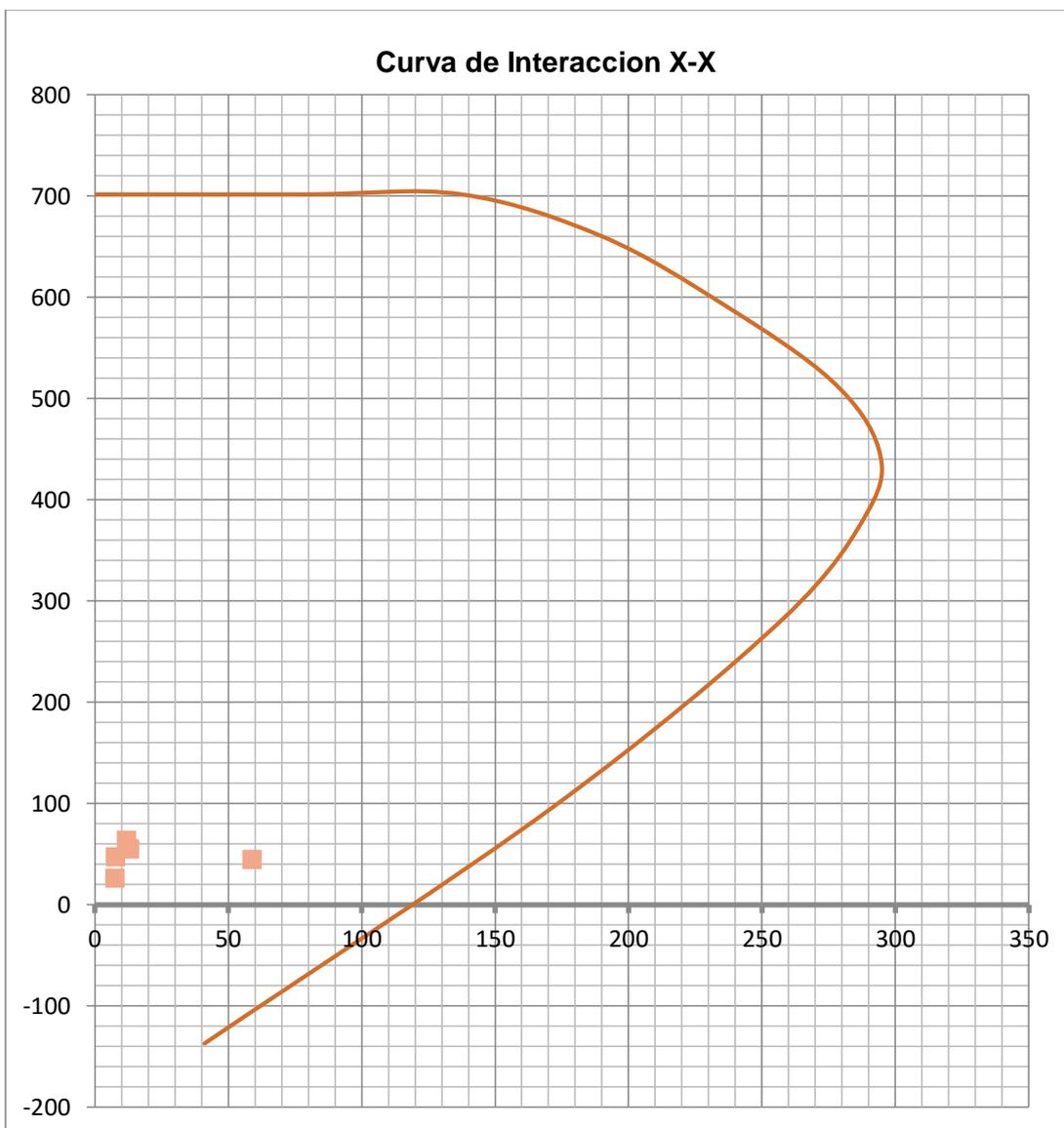


Curva de Interacción Y-Y



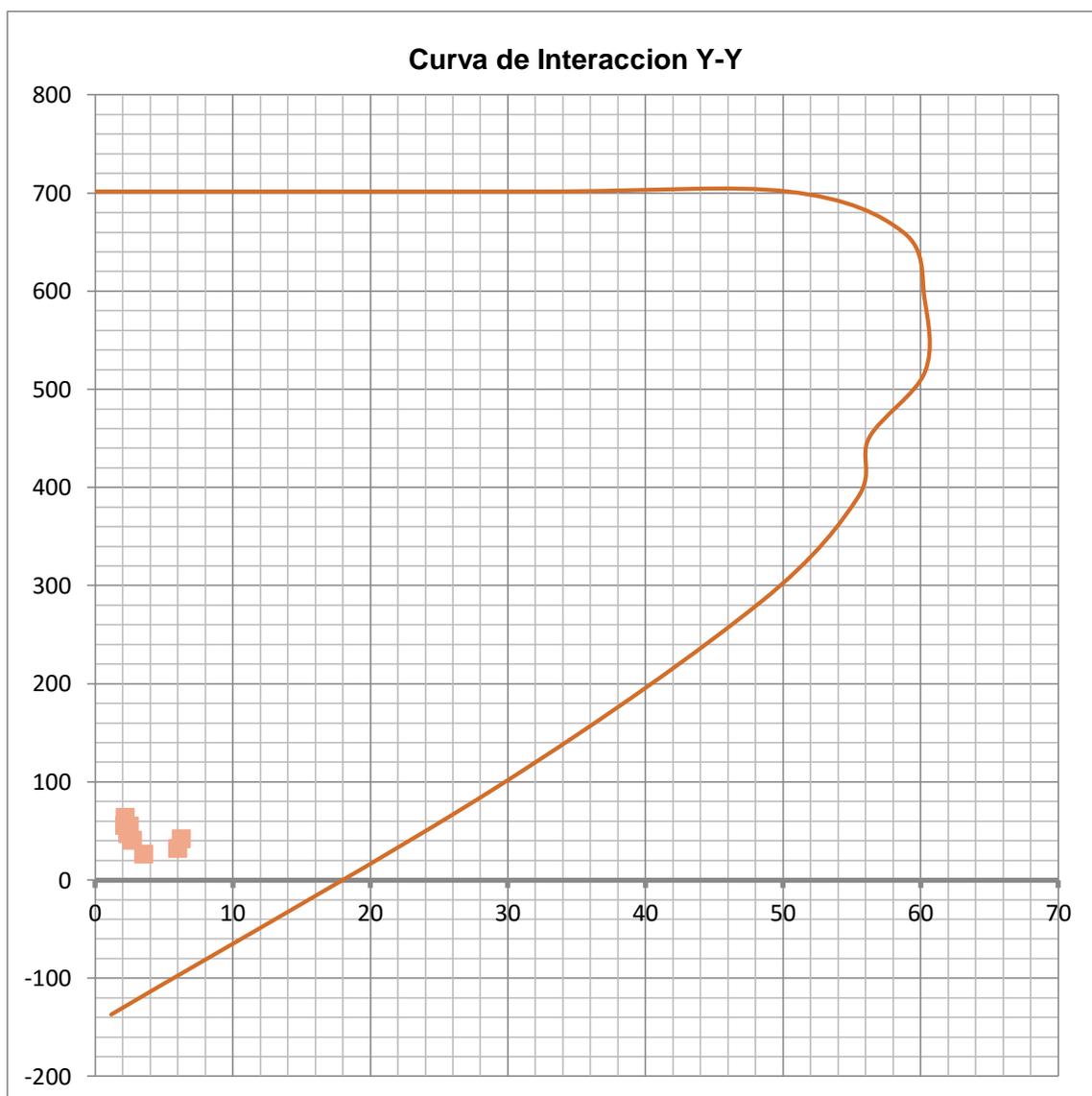
EJE D/6

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = $1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C_{ss}) + 1.6* Ci$	46.794	7.897
Comb 2h = $1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C_{ss} + 1.6*Cl_s$	63.43	11.95
Comb 3ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y$	54.482	13.106
Comb 4ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C_{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)$	55.318	12.504
Comb 5ah = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y$	25.857	7.644
Comb 6ah = $1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo S_x (+)$	44.078	59.116
Comb 6ch = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo S_x (+)$	34.066	57.423
Comb 8ah = $1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc$	39.99	6.761



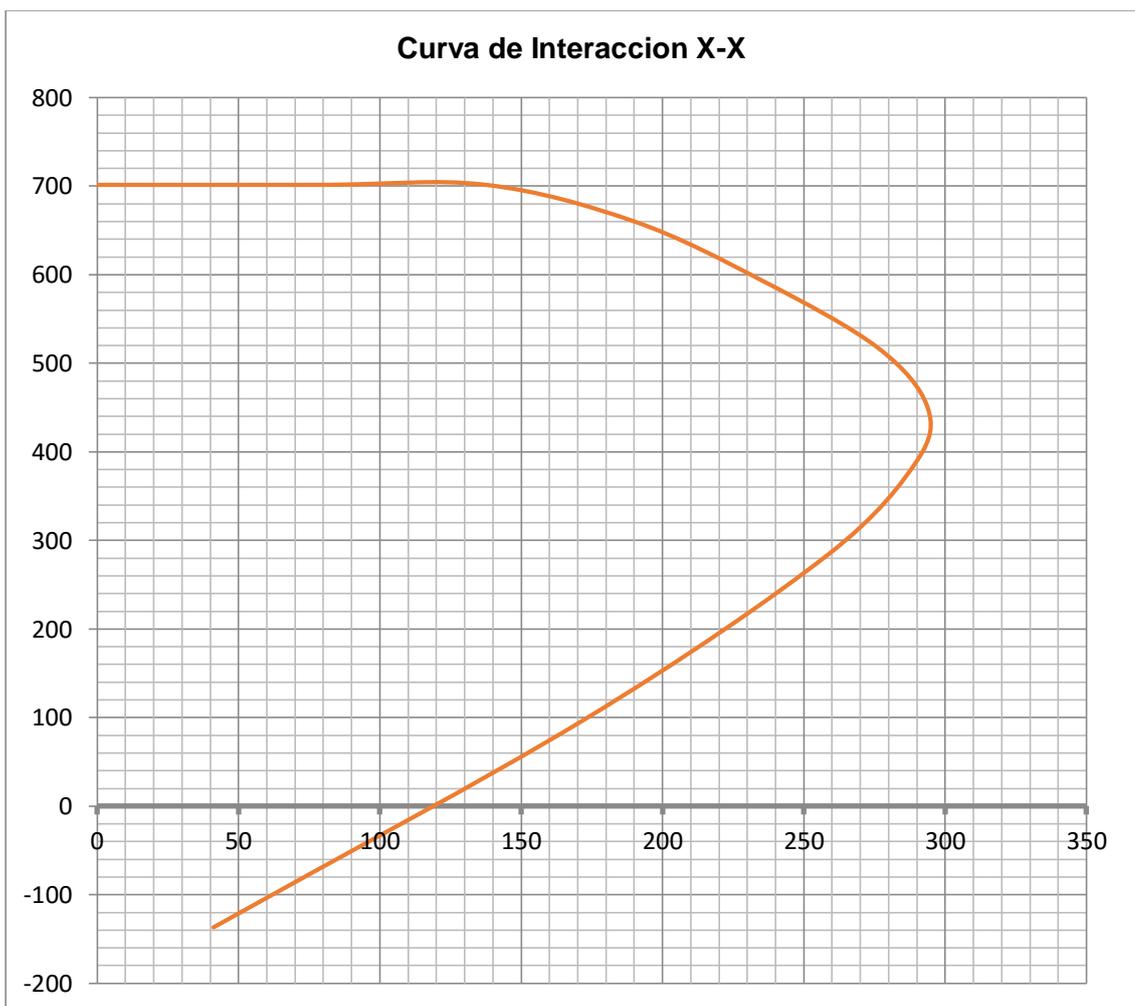
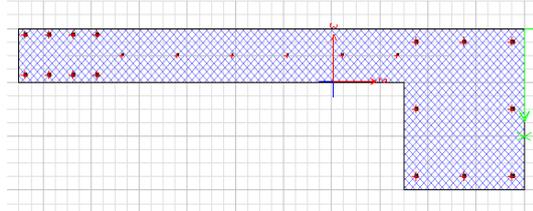
EJE D/6

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = 1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C _{ss}) + 1.6* Ci	46.794	2.41
Comb 2h = 1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C _{ss} + 1.6*Cl _s	63.43	2.234
Comb 3ah = 1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y	54.482	2.525
Comb 4ah = 1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C _{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)	55.318	2.176
Comb 5ah = 0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y	25.857	3.554
Comb 7ah = 1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo Sy (+)	41.618	6.301
Comb 7ch = 0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo Sy (+)	31.606	6.025
Comb 8ah = 1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc	39.99	2.725



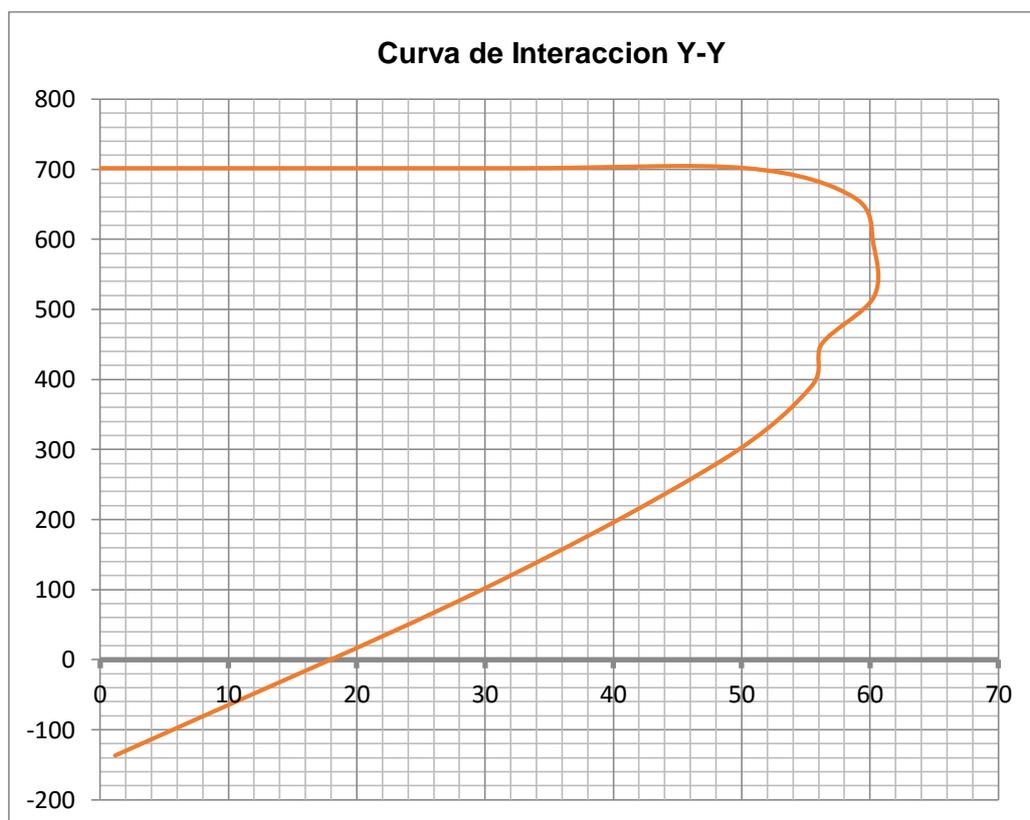
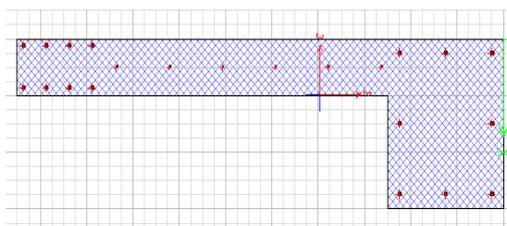
**Diagrama de Interacción REDUCIDO M3
 EJE D/6**

P (Tn)	M3 (Tn-m)
701.406	-30.617
701.406	77.258
701.406	137.476
659.757	190.243
592.261	235.843
517.525	276.103
450.646	293.681
389.900	290.003
283.224	258.278
96.211	171.595
-137.055	41.112



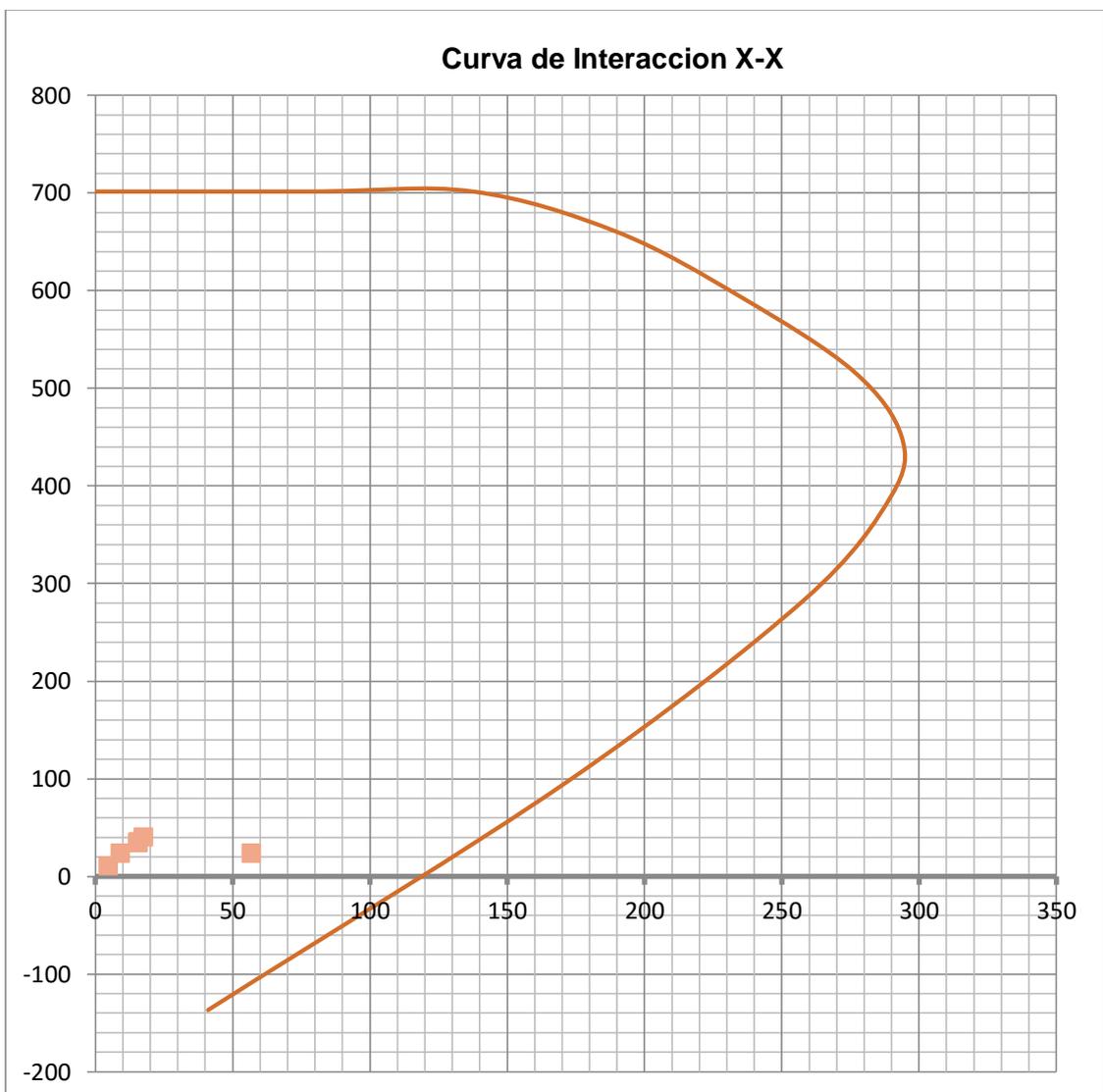
**Diagrama de Interacción REDUCIDO M2
EJE D/6**

P (Tn)	M2 (Tn-m)
701.406	-0.869
701.406	32.255
701.406	50.349
659.757	58.750
592.261	60.282
517.525	60.307
450.646	56.255
389.900	55.438
283.224	48.374
96.211	29.372
-137.055	1.167



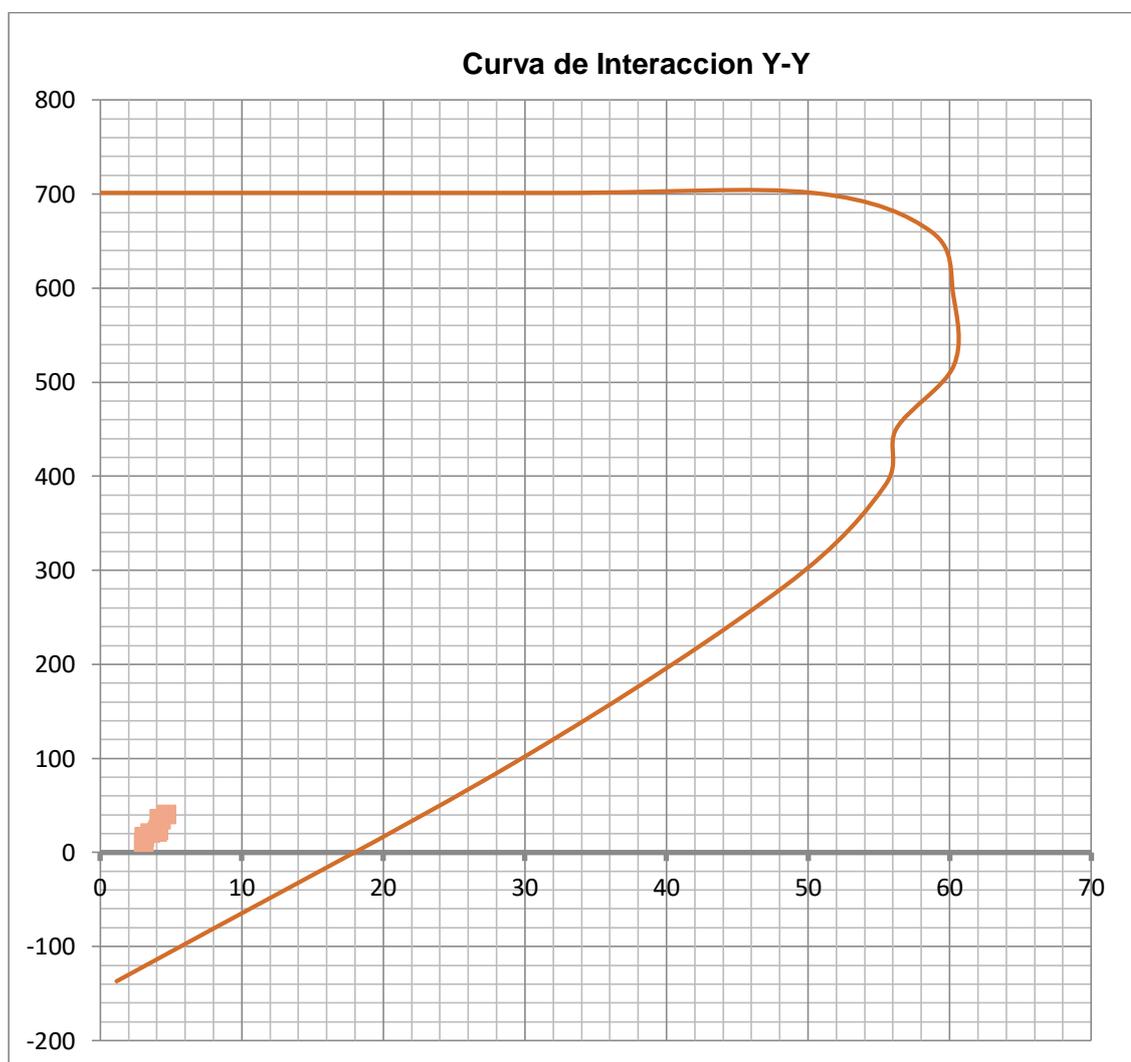
EJE D/6

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = $1.4 \cdot D + 1.6 \cdot Cvs + 1.6 \cdot (0.5 C_{ss}) + 1.6 \cdot Ci$	23.416	9.243
Comb 2h = $1.4 \cdot D + 1.6 \cdot Sc + 1.6 \cdot Cvs + 1.6 \cdot C_{ss} + 1.6 \cdot C_{ls}$	39.953	17.595
Comb 3ah = $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot Sc + 1.6 \cdot Cvs + 1.6 \cdot Ci + 0.8 \cdot \text{viento (+)}y$	34.105	15.601
Comb 4ah = $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot Sc + 1.6 \cdot Cvs + 1.6 \cdot Ci + 1.6 \cdot C_{ss} + 0.8 \cdot (0.5 \cdot \text{viento (+)}y)$	35.075	15.858
Comb 5ah = $0.9 \cdot D + 0.9 \cdot Cd + 1.6 \cdot \text{viento (+)}y$	10.342	4.857
Comb 6ah = $1.2 \cdot D + 1.2 \cdot Cd + 1.4 \cdot \text{Sismo } Sx (+)$	23.426	56.906
Comb 6ch = $0.9 \cdot D + 0.9 \cdot Cd + 1.4 \cdot \text{Sismo } Sx (+)$	18.425	56.659
Comb 8ah = $1.2 \cdot D + 1.2 \cdot Cd + 1.6 \cdot \text{viento (+)}y + 0.5 \cdot Sc$	19.944	7.939



EJE D/6

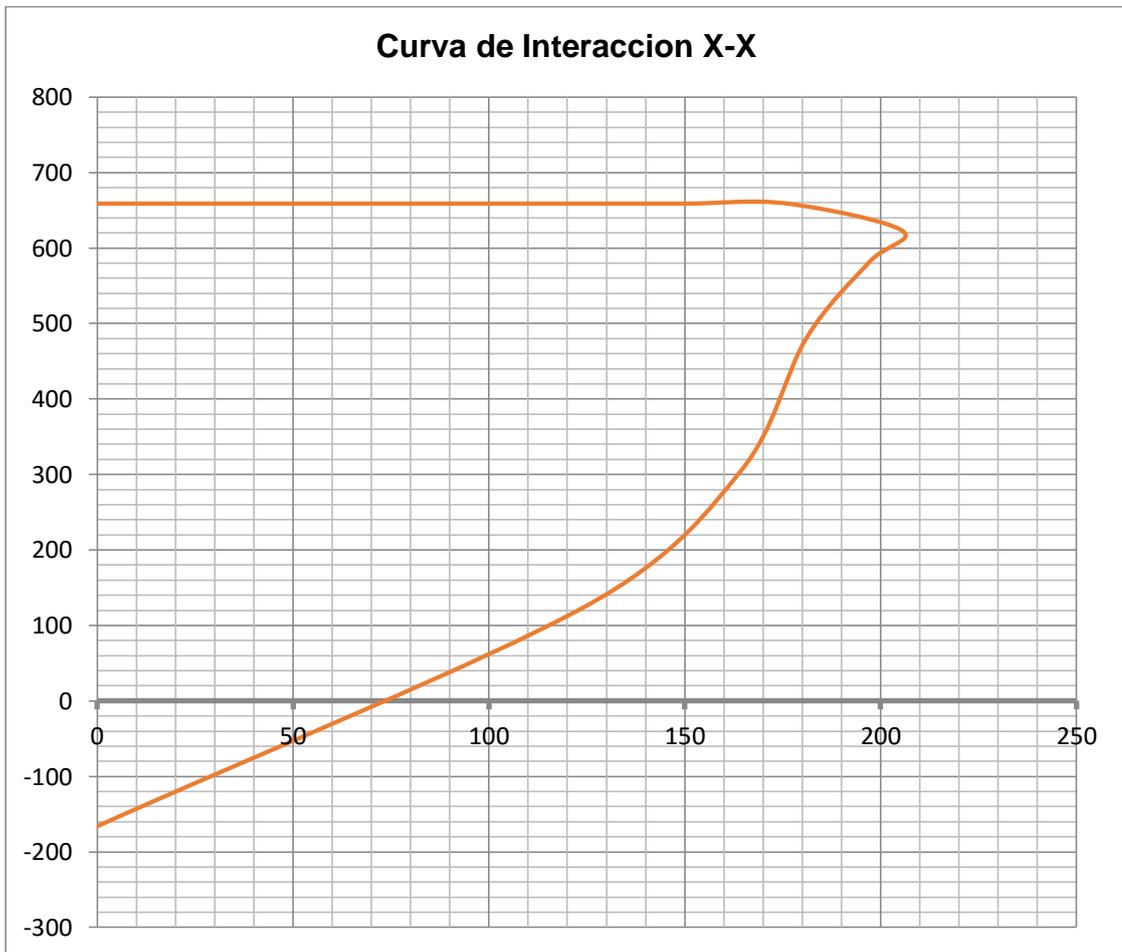
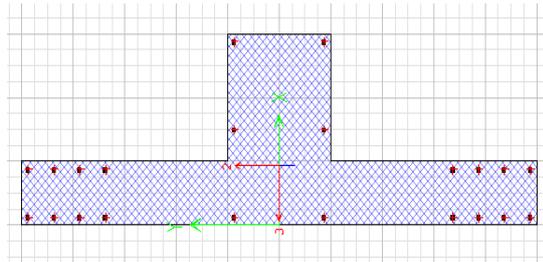
Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = $1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C_{ss}) + 1.6* Ci$	23.416	4.152
Comb 2h = $1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C_{ss} + 1.6*Cl_s$	39.953	4.697
Comb 3ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y$	34.105	4.33
Comb 4ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C_{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)$	35.075	4.219
Comb 5ah = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y$	10.342	3.108
Comb 7ah = $1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo Sy (+)$	21.129	4.048
Comb 7ch = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo Sy (+)$	16.128	3.158
Comb 8ah = $1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc$	19.944	3.558



PLACA T

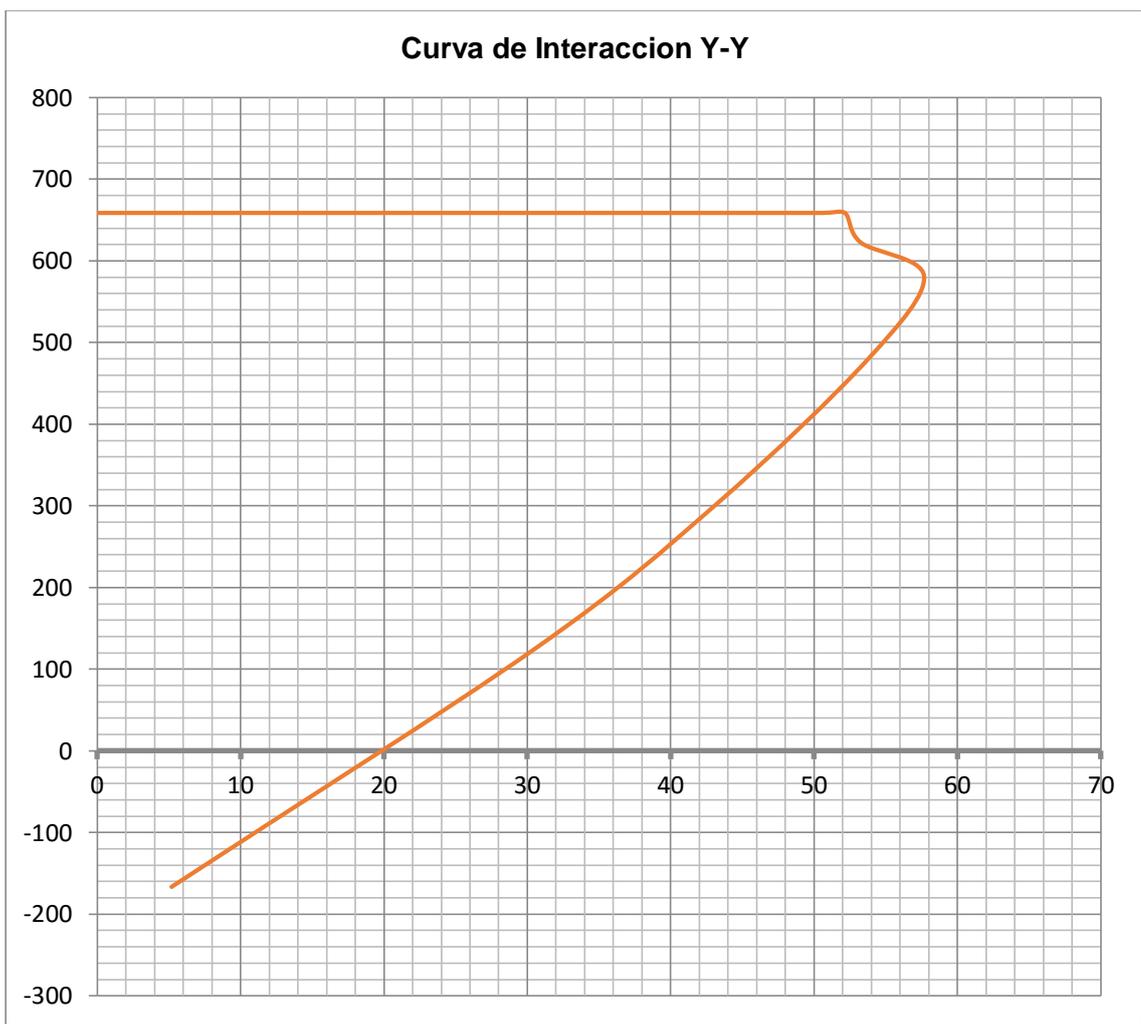
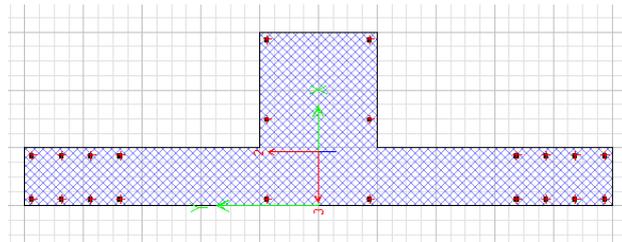
**Diagrama de Interacción REDUCIDO M3
 EJE A/3**

P (Tn)	M3 (Tn-m)
658.866	0.000
658.866	76.415
658.866	117.041
658.866	150.106
658.866	176.165
622.608	205.608
581.083	197.021
480.936	181.066
303.033	164.073
126.007	124.933
-166.320	0.000



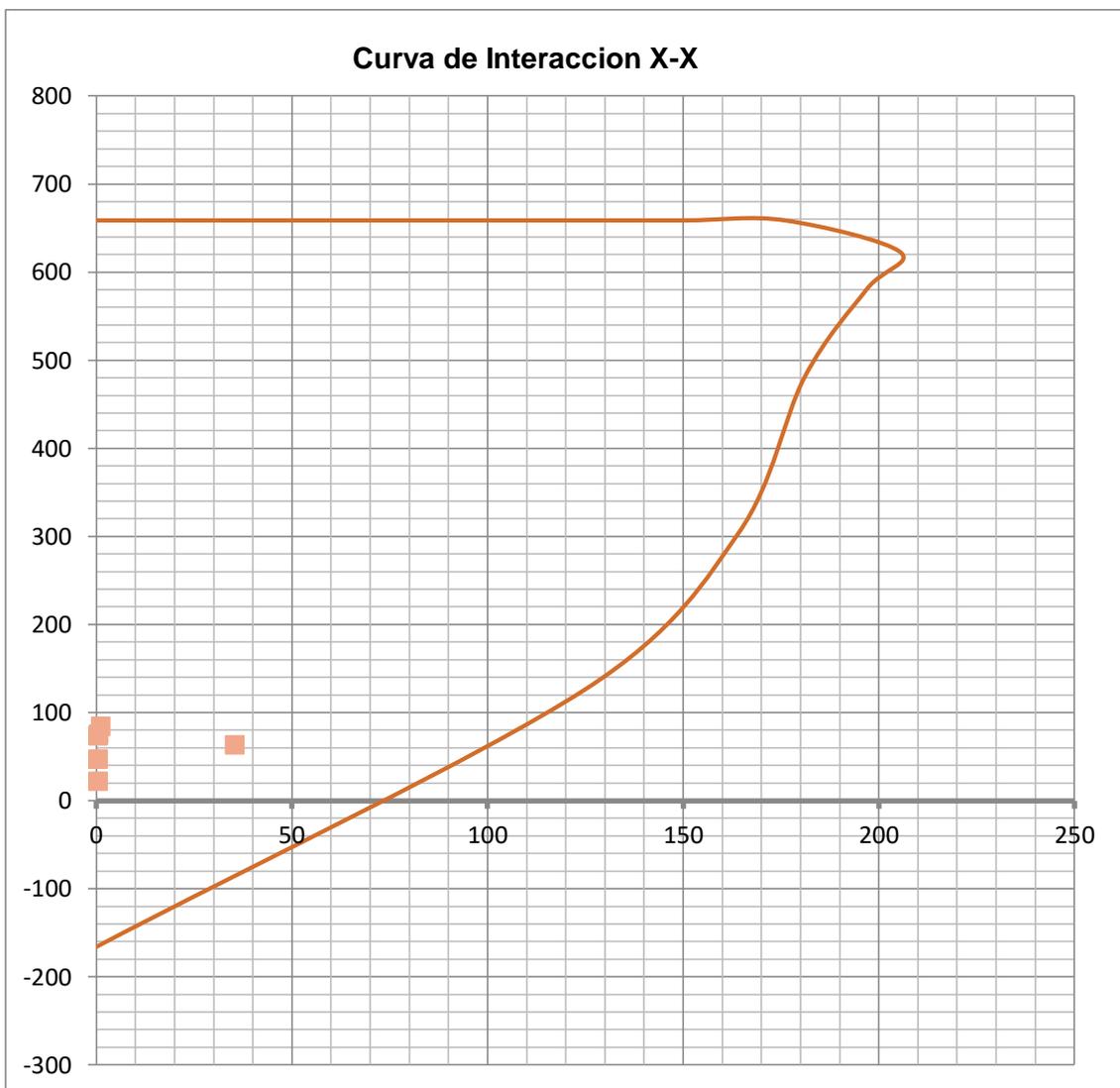
**Diagrama de Interacción REDUCIDO M2
 EJE A/3**

P (Tn)	M2 (Tn-m)
658.866	-3.861
658.866	27.862
658.866	43.801
658.866	50.569
658.866	52.157
622.608	53.266
581.083	57.685
480.936	53.833
303.033	43.247
126.007	30.599
-166.320	5.184



EJE A/3

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = $1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C_{ss}) + 1.6* Ci$	46.42	0.645
Comb 2h = $1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C_{ss} + 1.6*Cl_s$	83.58	1.296
Comb 3ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y$	72.786	0.524
Comb 4ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C_{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)$	74.799	0.659
Comb 5ah = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y$	21.721	0.578
Comb 6ah = $1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo S_x (+)$	62.844	35.492
Comb 6ch = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo S_x (+)$	52.886	35.612
Comb 8ah = $1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc$	39.78	0.113



EJE A/3

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = 1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 C _{ss}) + 1.6* Ci	46.42	0.289
Comb 2h = 1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*C _{ss} + 1.6*Cl _s	83.58	1.344
Comb 3ah = 1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y	72.786	2.635
Comb 4ah = 1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*C _{ss} + 0.8*(0.5*viento (+)y)	74.799	1.918
Comb 5ah = 0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y	21.721	2.71
Comb 7ah = 1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo Sy (+)	41.123	3.581
Comb 7ch = 0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo Sy (+)	31.164	3.655
Comb 8ah = 1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc	39.78	0.002

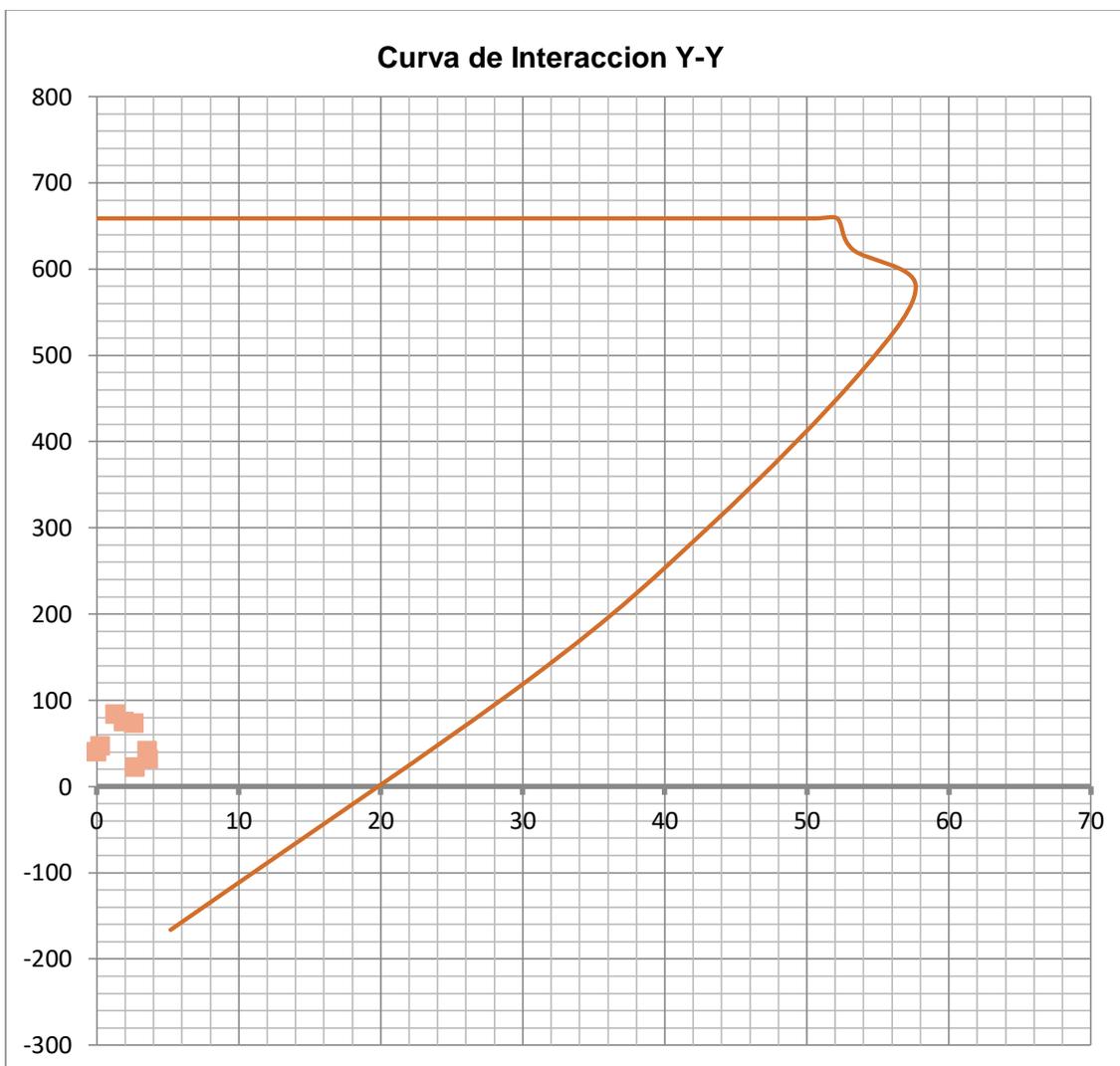


Diagrama de Interacción REDUCIDO M3
EJE A/3

P (Tn)	M3 (Tn-m)
658.866	0.000
658.866	76.415
658.866	117.041
658.866	150.106
658.866	176.165
622.608	205.608
581.083	197.021
480.936	181.066
303.033	164.073
126.007	124.933
-166.320	0.000

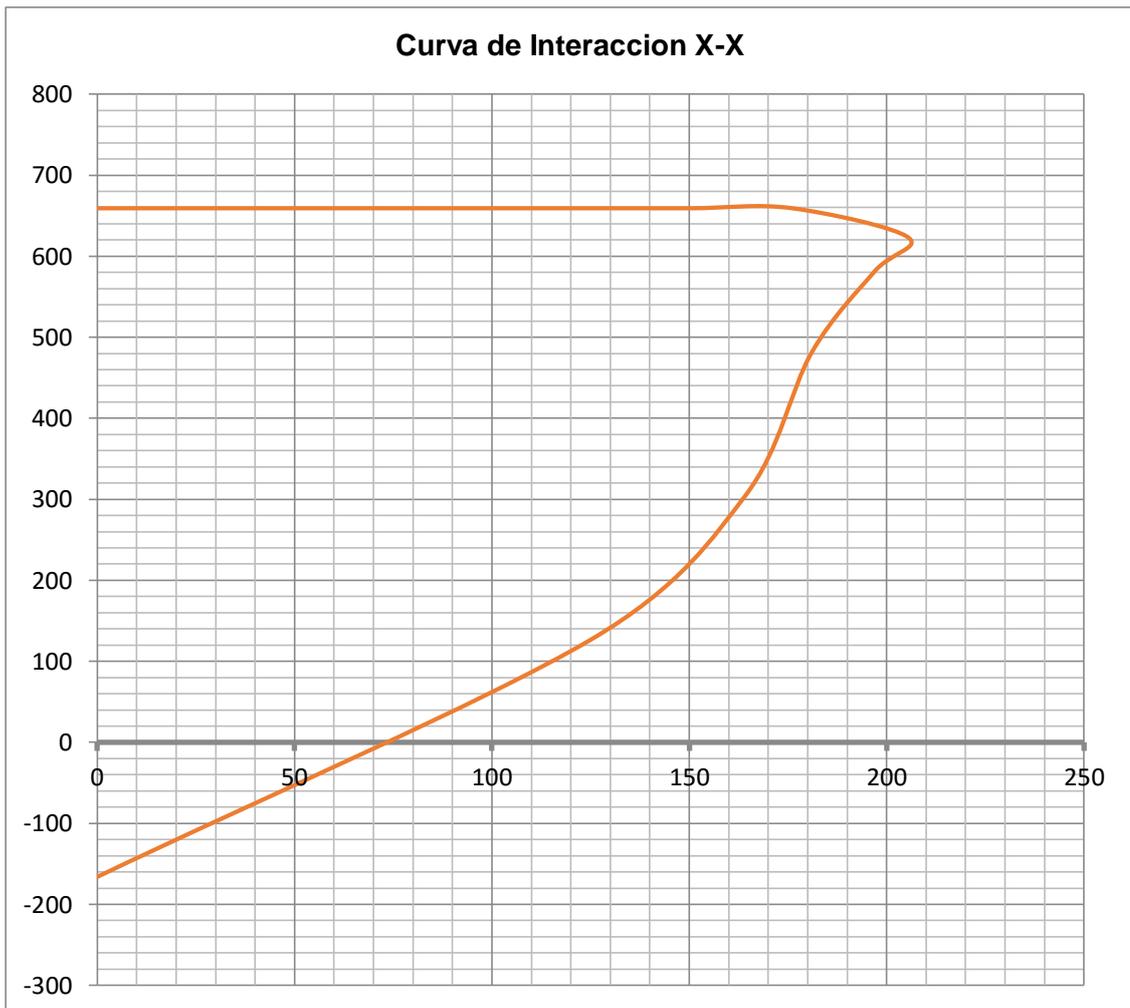
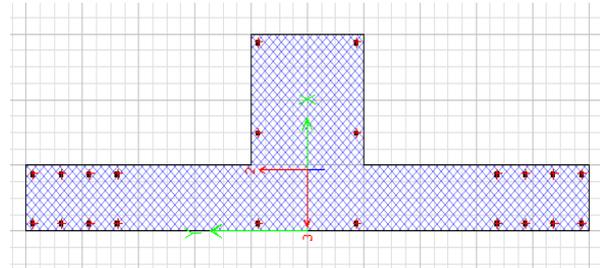
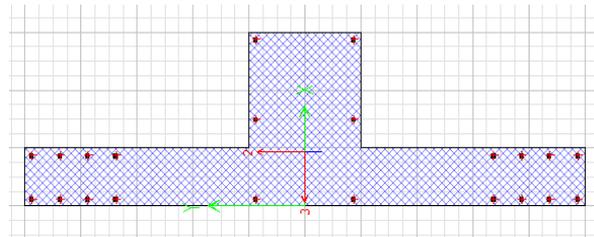


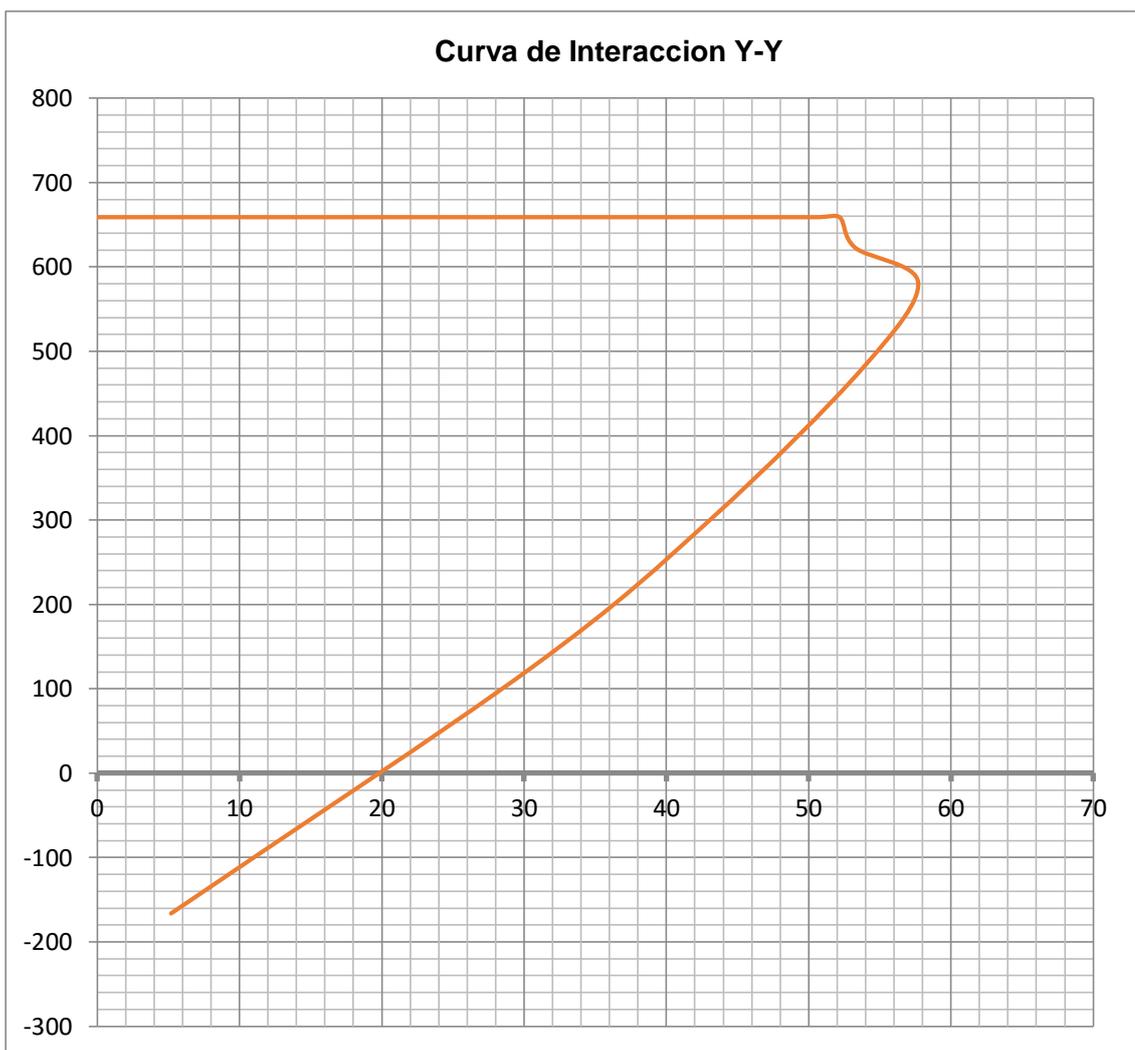
Diagrama de Interacción REDUCIDO M2

EJE A/3

P (Tn)	M2 (Tn-m)
658.866	-3.861
658.866	27.862
658.866	43.801
658.866	50.569
658.866	52.157
622.608	53.266
581.083	57.685
480.936	53.833
303.033	43.247
126.007	30.599
-166.320	5.184

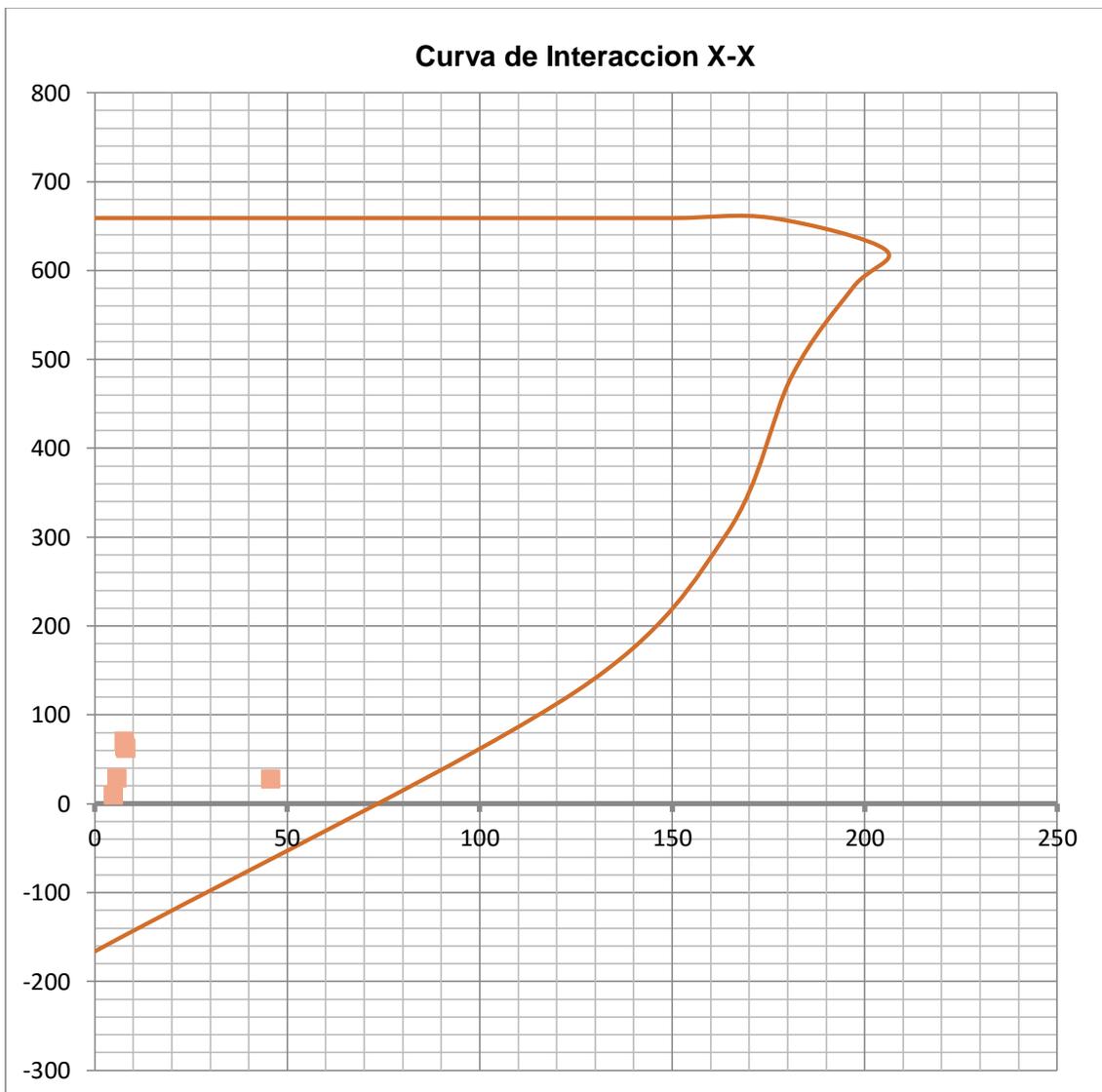


Curva de Interaccion Y-Y



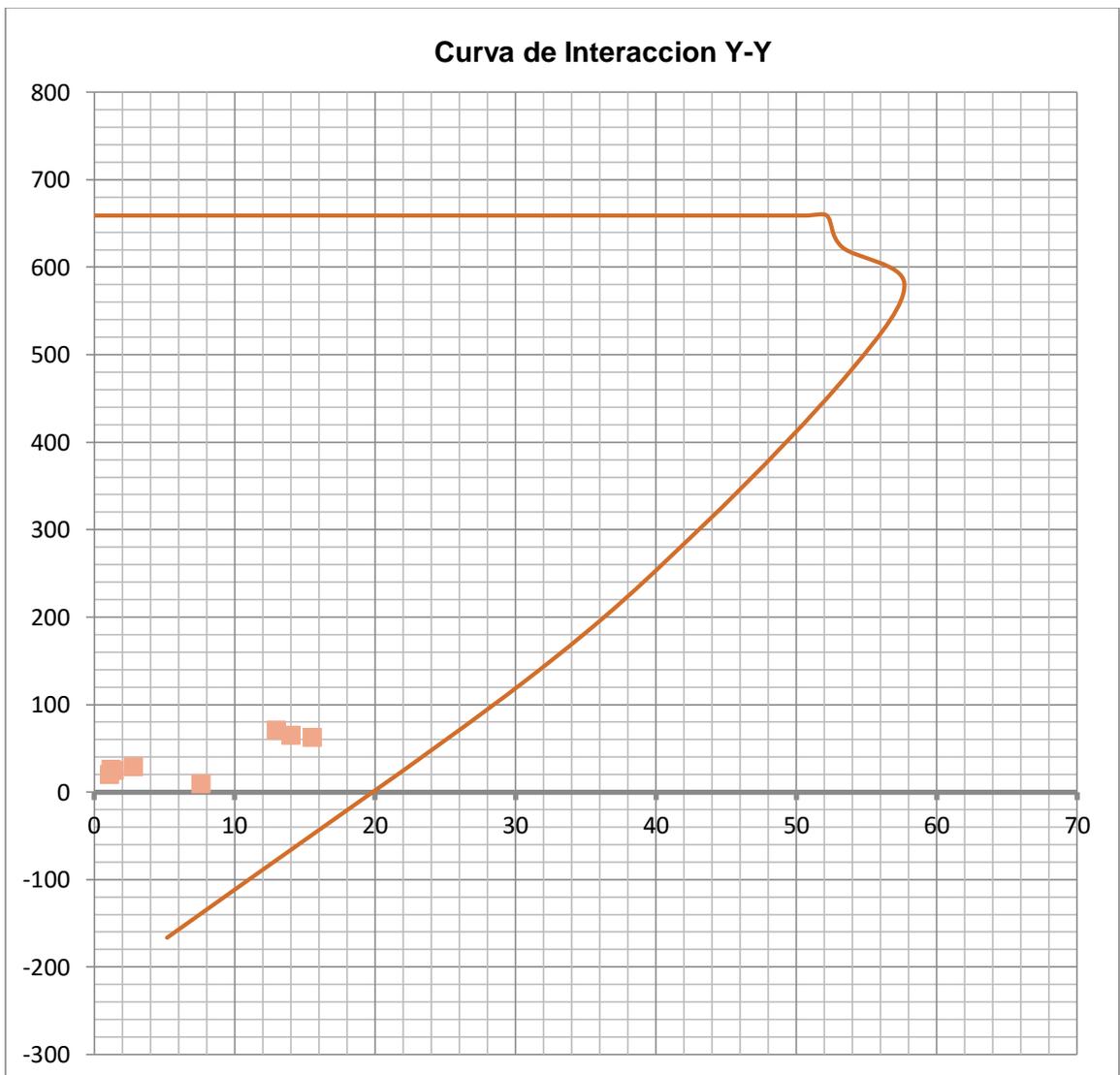
EJE A/3

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = $1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 Css) + 1.6* Ci$	28.425	5.931
Comb 2h = $1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Css + 1.6*Cls$	70.087	7.799
Comb 3ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y$	61.947	8.239
Comb 4ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*Css + 0.8*(0.5*viento (+)y)$	64.091	7.914
Comb 5ah = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y$	9.16	4.955
Comb 6ah = $1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo Sx (+)$	27.445	45.84
Comb 6ch = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo Sx (+)$	21.33	44.578
Comb 8ah = $1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc$	24.425	5.051



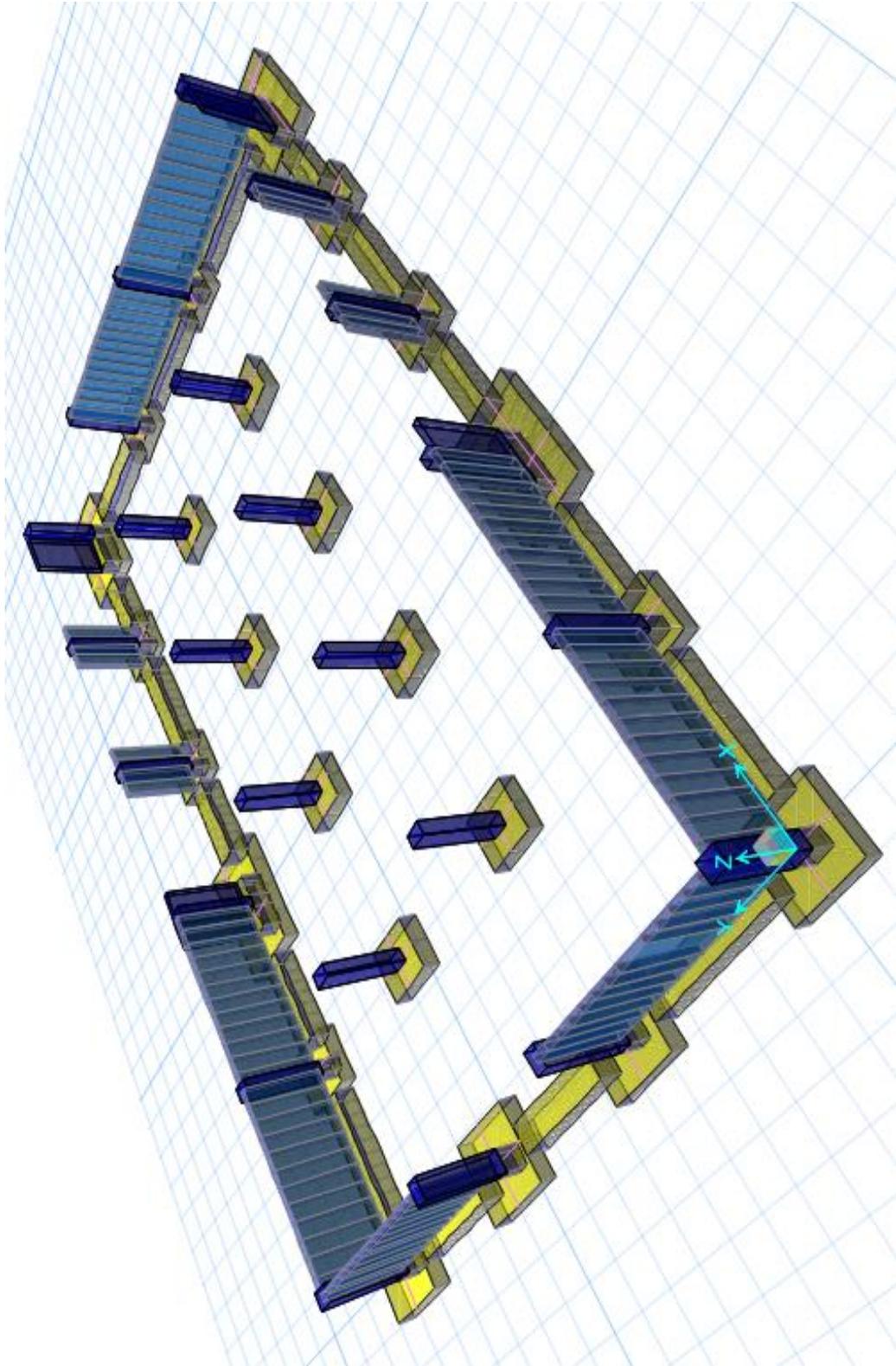
EJE A/3

Combinación	Pu (ton)	Mu (t-m)
Comb 1h = $1.4*D + 1.6*Cvs + 1.6*(0.5 Css) + 1.6* Ci$	28.425	2.832
Comb 2h = $1.4*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Css + 1.6*Cls$	70.087	13.009
Comb 3ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 0.8*viento (+)y$	61.947	15.572
Comb 4ah = $1.2*D + 1.6*Sc + 1.6*Cvs + 1.6*Ci + 1.6*Css + 0.8*(0.5*viento (+)y)$	64.091	14.03
Comb 5ah = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.6*viento (+)y$	9.16	7.655
Comb 7ah = $1.2*D + 1.2* Cd + 1.4*Sismo Sy (+)$	25.46	1.236
Comb 7ch = $0.9*D + 0.9*Cd + 1.4*Sismo Sy (+)$	19.345	1.111
Comb 8ah = $1.2*D + 1.2*Cd + 1.6*viento (+)y + 0.5*Sc$	24.425	1.452



5.3.4 ZAPATAS

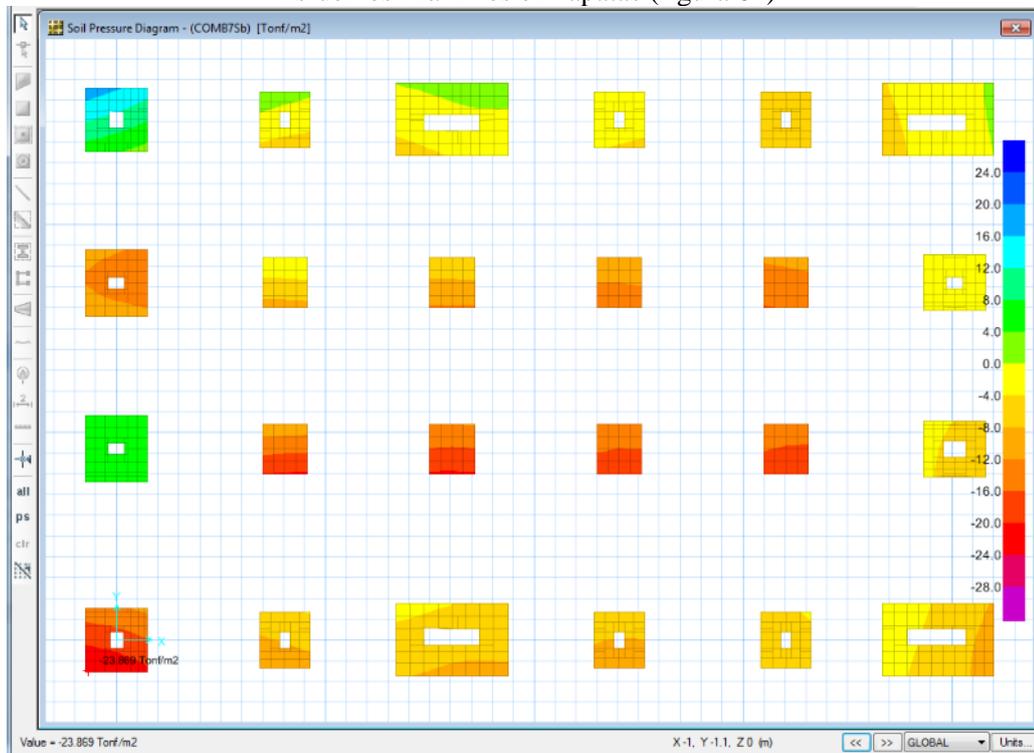
Vista Tridimensional de Cimentación (figura 62)



Vista en planta de las Zapatas Aisladas (figura 63)



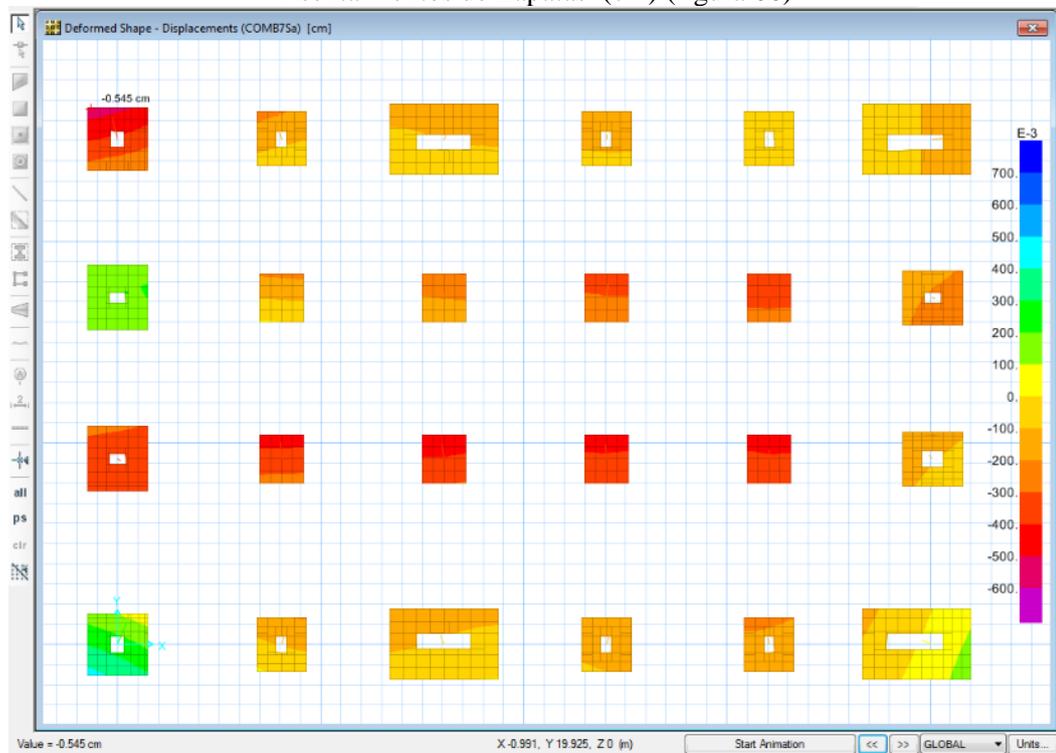
Esfuerzos Máximos en zapatas (figura 64)



Acero Requerido en Zapatas ($\phi 5/8''$) /m (figura 65)



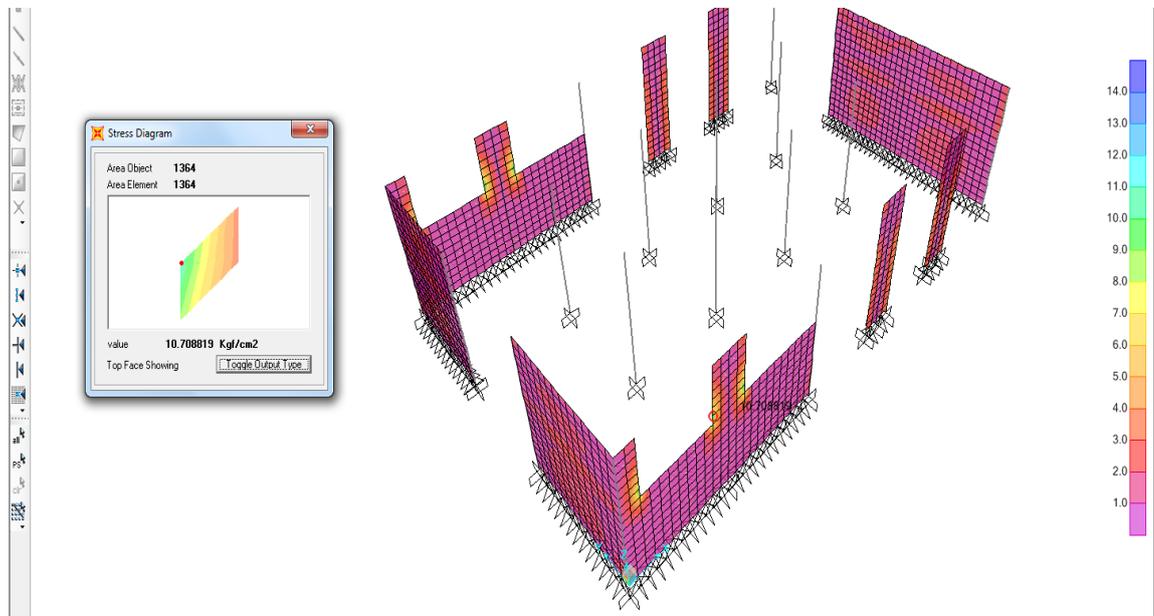
Asentamientos de Zapatas (cm) (figura 66)



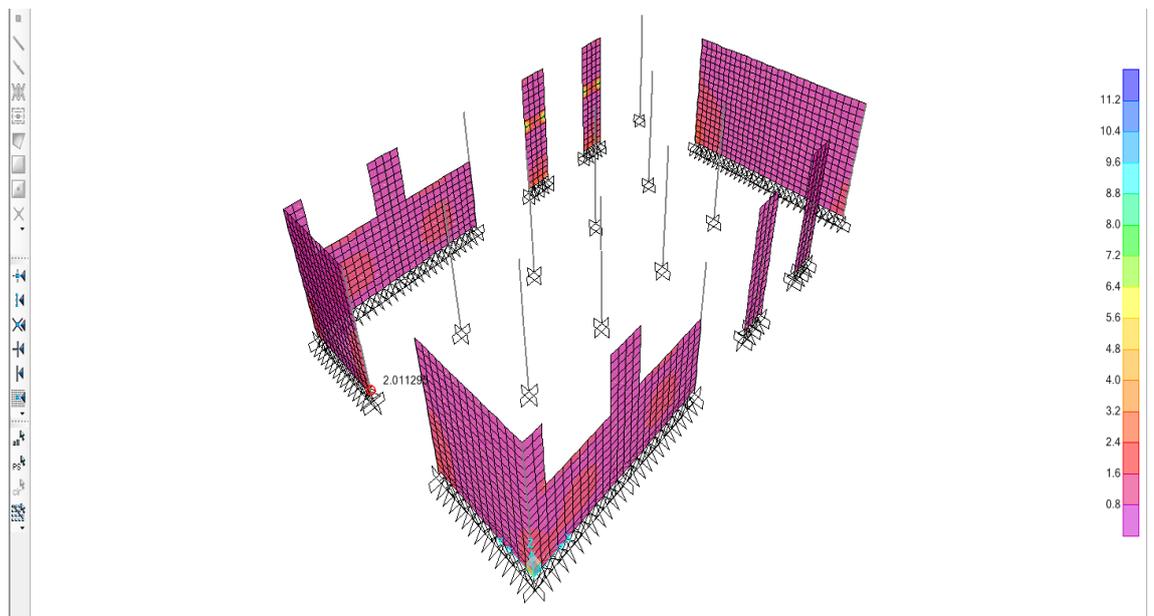
5.4 ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA

ESFUERZO CORTANTE

Esfuerzos producidos por el Sismo X-X (figura 67)

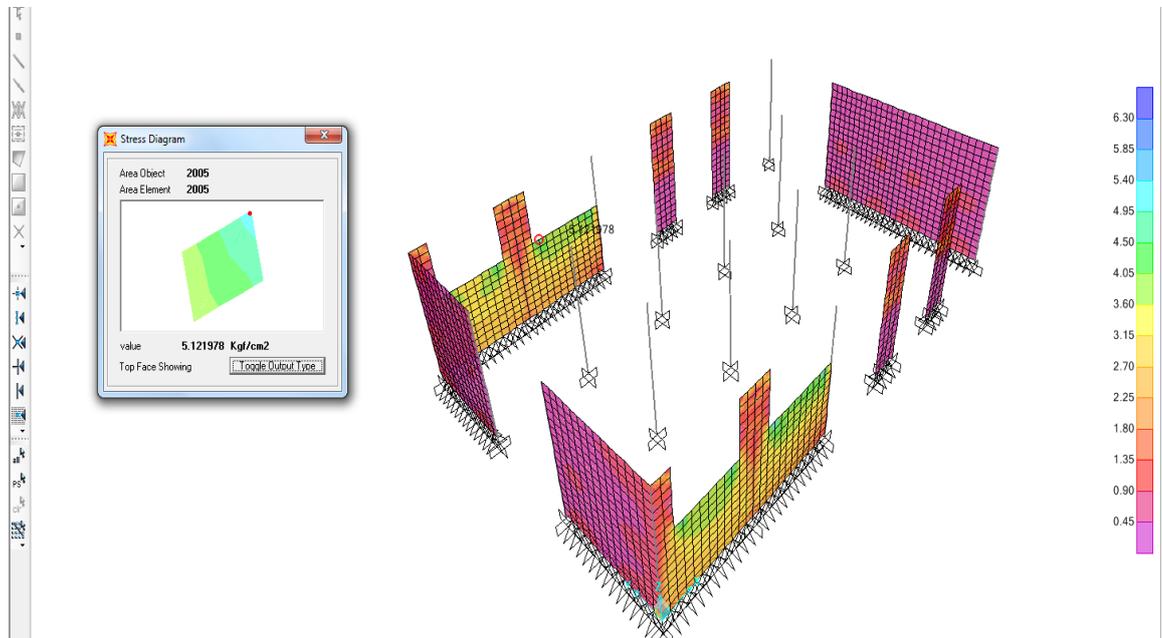


Esfuerzos producidos por el Sismo Y-Y (figura 68)

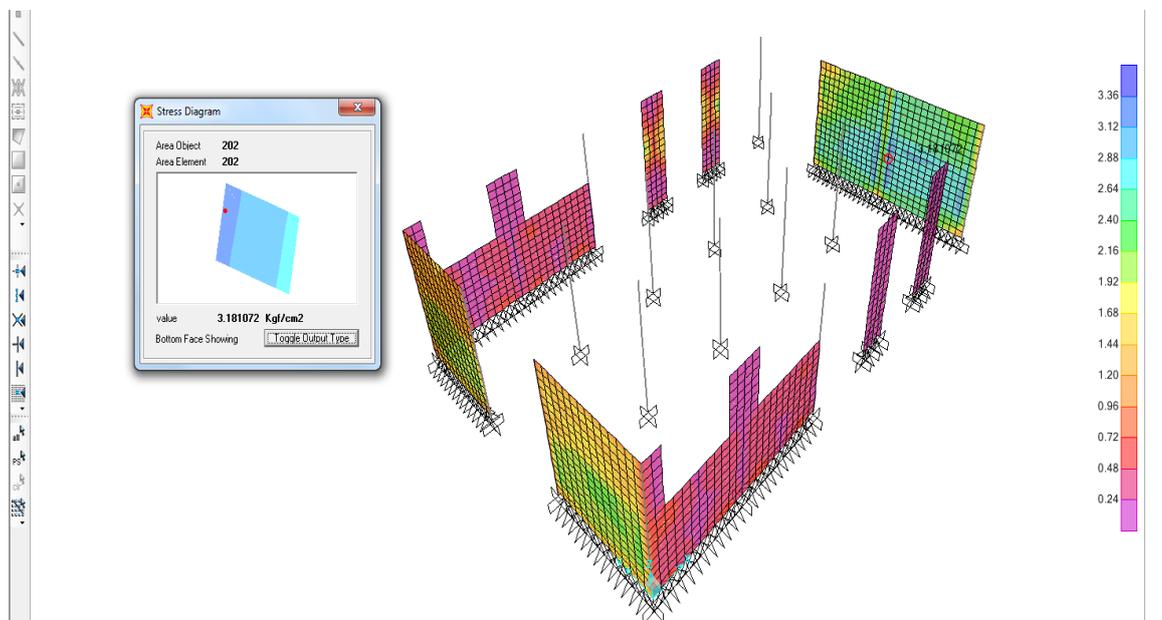


TRACCIÓN DIAGONAL

Esfuerzos producidos por el Sismo X-X (figura 69)

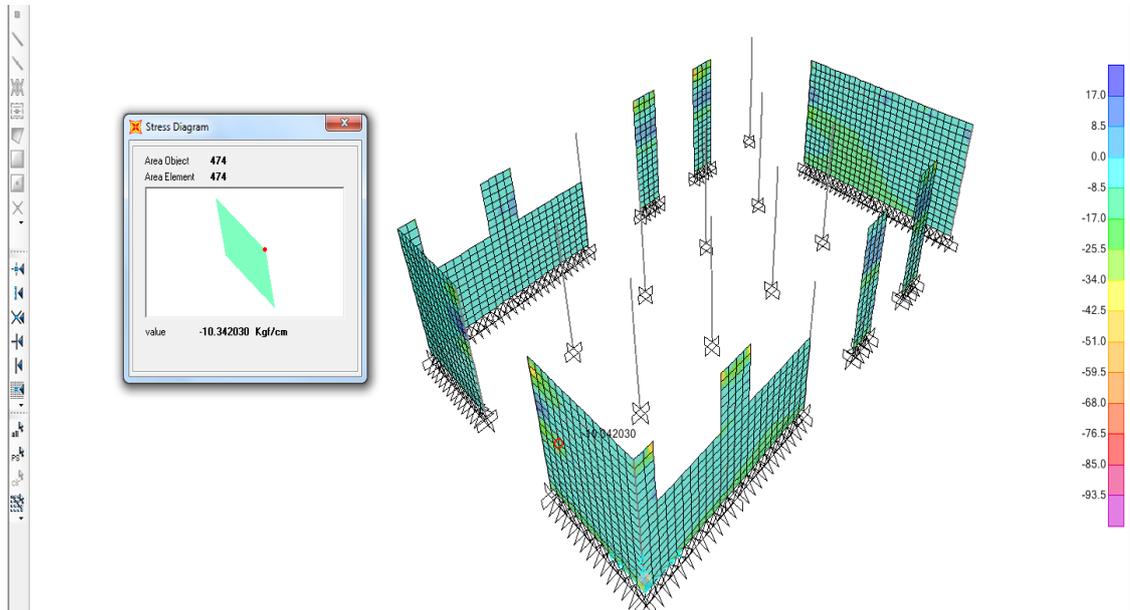


Esfuerzos producidos por el Sismo Y-Y (figura 70)



APLASTAMIENTO

Esfuerzos Producidos por cargas gravitacionales al 100% (figura 71))



CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- La sobrecarga de mantenimiento para cobertura ligera en la **IBC 2012** resulto ser la mayor y por ende la más crítica.
 - Para la carga de viento originado por presiones en la superficie de contacto, resultaron las presiones calculadas por el método **UBC 97** las que produjeron mayores valores.
 - Durante el cálculo de la cortante basal estática, el mayor valor fue obtenido aplicando nuestra normativa **NTE-E.030**.
 - En el diseño de los espectros de pseudo-aceleración, la mayor aceleración de diseño fue obtenido del espectro calculado con nuestra normativa **NTE-E.030**.
 - Los periodos de vibración estuvieron dentro de valores aceptables al igual que la masa participativa acumulada.
 - Los desplazamientos y distorsiones estuvieron dentro del rango permisible por la **NTE-E.030**.
 - Fue necesario calcular un factor de escala para la cortante basal de diseño.
 - Para el diseño de elementos de acero se usó la normativa **ASD 89**, por ser la más parecida a nuestra normativa.
 - Para los elementos de concreto armado se usó la normativa **ACI 3018-89**, por ser la más parecida a nuestra normativa.
 - Se verificó los valores de esfuerzo en muros de albañilería reforzada, siendo estos aceptables.
 - Para el diseño de los elementos de cimentación, durante la verificación se utilizó el modelo de análisis estático en la fuerza sísmica, debido a que el uso de una gran cantidad de los modos de vibración en el modelo dinámico, originó que los esfuerzos estuvieran fuera del rango permisible.
-

6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda el uso de sobrecarga para mantenimiento en coberturas de la **IBC 2012** por ser la más crítica, pero se recuerda que puede ser afectada por un factor de reducción de carga viva por área tributaria.
 - Para la carga de viento calculada por el método **UBC 97** resulto la más crítica, aunque el método de la **IBC 2012** resulto más exacto, (se dará una explicación justificativa más adelante).
 - Durante el cálculo de la cortante basal estática, el mayor valor fue obtenido aplicando nuestra normativa **NTE-E.030**.
 - Quedo demostrado que el espectro de pseudo-aceleración obtenido de nuestra normativa **NTE-E.030** posee mayor holgura, por lo que tiene un mayor margen de seguridad en el diseño sismo resistente.
 - Al momento de elaborar un modelo de una estructura híbrida como es nuestro caso (estructura con pórticos de acero estructural, pórticos de concreto armado y muros de albañilería reforzada), se decidió incrementar el número de modos de vibración para poder recuperar la masa participativa, dando buenos resultados
 - Se recomienda no tratar de llegar a valores cercanos al límite en los desplazamientos y distorsiones, para obtener un mejor comportamiento de la estructura y seguridad.
 - El factor de escala para la cortante basal de diseño, solo afecta a las combinaciones de diseño, mas no a los resultados del análisis dinámico.
 - El usó la normativa **ASD 89 y AISCE Report 13** resulto con gran holgura, la razón de buscar un factor más amplio se justifica debido a que las edificaciones industriales tienen a incrementar su capacidad de producción (son ampliadas).
 - No hubo grandes complicaciones al momento de aplicar **ACI 3018-89**, pero se tuvo que hacer uso de la **AISCE Report 13**.
 - Gran parte de los esfuerzos de corte fueron absorbidos por el acero de refuerzo en las unidades de albañilería.
 - Para el diseño de la cimentación con un modelo que posee gran cantidad de modos de vibración, es preferible usar el análisis sísmico estático.
-

CAPITULO VII

ANEXO

7.1 BIBLIOGRAFÍA

- *Crane Manufacturers Association of America (CMAA 78-2002)*
 - *The Uniform Building Code (UBC 1997)*
 - *The International Building Code (IBC 2012)*
 - *AISE Technical Report N°13*
 - *AISC Design Guide 7*
 - *CISC Guide for the Design of Crane*
 - *AISC ASD 89*
 - *American Concrete Institute – ACI 318M-11*
 - *Código o Norma Peruana –RNE*
 - *Nuevas Fuentes Sismogénicas para la Evaluación del Peligro Sísmico y Generación de Espectros de Peligro Uniforme en el Perú, Carlos Gamarra y Zenón Aguilar (Ponencia CONEIC 2010)*
 - *La Tesis Titulada “Proyecto Estructural de un Sistema para Soportar una Grúa Viajera”, realizada por el Ing. Israel Arturo Maldonado Jiménez.*
 - *La Tesis Titulada “Análisis de los Esfuerzos en Forma Analítica y Experimental del Puente de Una Grúa Tipo Monopuente con Capacidad de 20 Toneladas”, realizada por el Ing. Díaz Laguna Edwin René y el Ing. Fuentes Coutiño Jesús Adrian.*
 - *La Tesis Titulada “Diseño de un Puente Grúa Tipo de 5 Toneladas de Capacidad para la Industria Metalmeccánica”, realizada por el Ing. César Sebastián Silva Proaño y el Ing. Santiago Cicerón Morales Gordon.*
 - *La Tesis Titulada “Diseño Estructural de Pórtico Metálico para Nave Industrial con Puente Grúa”, realizada por el Ing. Altamirano Altamirano Wilson Jhon y el Ing. Aragón Arcentales Juan Gabriel.*
 - *Trabajo de Fin de Máster “Diseño, Cálculo y Comprobación de Unión Soldada en Viga de Puente Grúa de Alma Doble”, realizada por el Ing. Francisco J. Fraile Griborio.*
-

7.2 ESTUDIO DE SUELOS

7.3 PLANOS

- a) PLANO DE ELEVACIONES A-01**
 - b) PLANO DE CIMENTACIONES E-01**
 - c) PLANO DE DETALLE DE CIMENTACIÓN E-02**
 - d) PLANO DE LOSA MACIZA E-03**
 - e) PLANO DE VIGAS E-04**
 - f) PLANO DE COLUMNAS E-05**
 - g) PLANO DE VIGAS DE ACERO E-06**
 - h) PLANO DE TIJERAL E-07**
-

**CALCULO DE LA CAPACIDAD
PORTANTE DEL SUELO**

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Muestra : Calicata N° 01

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	C-1
PROFUNDIDAD	M	2.300
CLASIFICACIÓN SUCS		GP
CLASIFICACIÓN AASHTO		A1-a(0)
TIPO DE FALLA (G=1, L=2)		2.000
Suelo cohesivo o friccionante		0.000
Limite liquido	%	18.300
Limite Plástico	%	0.000
Índice plástico	%	NP
DENSIDAD SECA INSITU (Dd)	gr/cm ³	1.769
DENSIDAD MÍNIMA(Dmin)	gr/cm ³	1.487
DENSIDAD MÁXIMA(Dmax)	gr/cm ³	2.196
DENSIDAD RELATIVA(Dr)	gr/cm ³	49.380
Angulo de fricción interna(ϕ)	Grados sexagesimales	37.410
COHESIÓN (C)	gr/cm ³	0.000
Peso especifico (γ)	gr/cm ³	1.811
Nc (Factor de capacidad de carga)	Ad	29.270
Nq (Factor de capacidad de carga)	Ad	15.920
Ny (Factor de capacidad de carga)	Ad	11.810

CIMENTACION CIRCULAR

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Muestra : Calicata N° 01

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

$$Q(ult.) = S_c . c . N_c + S_q . q . N_q + S_g . B . Pe . N_g$$

Df(m)	B(m)	Q(ult) kg/cm ²	Q(adm) kg/cm ²	Df(m)	B(m)	Q(ult) kg/cm ²	Q(adm) kg/cm ²
0.40	1.00	1.80	0.60	1.80	1.00	5.83	1.94
0.40	1.50	2.12	0.71	1.80	1.50	6.15	2.05
0.40	2.00	2.44	0.81	1.80	2.00	6.47	2.16
0.40	2.50	2.76	0.92	1.80	2.50	6.79	2.26
0.40	3.00	3.08	1.03	1.80	3.00	7.12	2.37
0.60	1.00	2.37	0.79	2.00	1.00	6.41	2.14
0.60	1.50	2.69	0.90	2.00	1.50	6.73	2.24
0.60	2.00	3.01	1.00	2.00	2.00	7.05	2.35
0.60	2.50	3.33	1.11	2.00	2.50	7.37	2.46
0.60	3.00	3.66	1.22	2.00	3.00	7.69	2.56
0.80	1.00	2.95	0.98	2.20	1.00	6.98	2.33
0.80	1.50	3.27	1.09	2.20	1.50	7.31	2.44
0.80	2.00	3.59	1.20	2.20	2.00	7.63	2.54
0.80	2.50	3.91	1.30	2.20	2.50	7.95	2.65
0.80	3.00	4.23	1.41	2.20	3.00	8.27	2.76
1.00	1.00	3.53	1.18	2.40	1.00	7.56	2.52
1.00	1.50	3.85	1.28	2.40	1.50	7.88	2.63
1.00	2.00	4.17	1.39	2.40	2.00	8.20	2.73
1.00	2.50	4.49	1.50	2.40	2.50	8.52	2.84
1.00	3.00	4.81	1.60	2.40	3.00	8.85	2.95
1.20	1.00	4.10	1.37	2.60	1.00	8.14	2.71
1.20	1.50	4.42	1.47	2.60	1.50	8.46	2.82
1.20	2.00	4.74	1.58	2.60	2.00	8.78	2.93
1.20	2.50	5.06	1.69	2.60	2.50	9.10	3.03
1.20	3.00	5.39	1.80	2.60	3.00	9.42	3.14
1.40	1.00	4.68	1.56	2.80	1.00	8.71	2.90
1.40	1.50	5.00	1.67	2.80	1.50	9.04	3.01
1.40	2.00	5.32	1.77	2.80	2.00	9.36	3.12
1.40	2.50	5.64	1.88	2.80	2.50	9.68	3.23
1.40	3.00	5.96	1.99	2.80	3.00	10.00	3.33
1.60	1.00	5.25	1.75	3.00	1.00	9.29	3.10
1.60	1.50	5.58	1.86	3.00	1.50	9.61	3.20
1.60	2.00	5.90	1.97	3.00	2.00	9.93	3.31
1.60	2.50	6.22	2.07	3.00	2.50	10.25	3.42
1.60	3.00	6.54	2.18	3.00	3.00	10.58	3.53

CIMENTACIÓN CUADRADA

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Muestra : Calicata N° 01

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

$$Q(ult.) = k1 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + K2 \cdot B \cdot Pe \cdot Ng$$

Df(m)	B(m)	Q(ult) kg/cm2	Q(adm) kg/cm2	Df(m)	B(m)	Q(ult) kg/cm2	Q(adm) kg/cm2
0.40	1.00	2.01	0.80	1.80	1.00	6.05	2.42
0.40	1.50	2.44	0.98	1.80	1.50	6.47	2.59
0.40	2.00	2.86	1.14	1.80	2.00	6.90	2.76
0.40	2.50	3.29	1.32	1.80	2.50	7.33	2.93
0.40	3.00	3.72	1.49	1.80	3.00	7.76	3.10
0.60	1.00	2.59	1.04	2.00	1.00	6.62	2.65
0.60	1.50	3.01	1.20	2.00	1.50	7.05	2.82
0.60	2.00	3.44	1.38	2.00	2.00	7.48	2.99
0.60	2.50	3.87	1.55	2.00	2.50	7.91	3.16
0.60	3.00	4.30	1.72	2.00	3.00	8.33	3.33
0.80	1.00	3.16	1.26	2.20	1.00	7.20	2.88
0.80	1.50	3.59	1.44	2.20	1.50	7.63	3.05
0.80	2.00	4.02	1.61	2.20	2.00	8.05	3.22
0.80	2.50	4.45	1.78	2.20	2.50	8.18	3.27
0.80	3.00	4.87	1.95	2.20	3.00	8.91	3.56
1.00	1.00	3.74	1.50	2.40	1.00	7.78	3.11
1.00	1.50	4.17	1.67	2.40	1.50	8.20	3.28
1.00	2.00	4.59	1.84	2.40	2.00	8.63	3.45
1.00	2.50	5.02	2.01	2.40	2.50	9.06	3.62
1.00	3.00	5.45	2.18	2.40	3.00	9.49	3.80
1.20	1.00	4.32	1.73	2.60	1.00	8.35	3.34
1.20	1.50	4.74	1.90	2.60	1.50	8.78	3.51
1.20	2.00	5.17	2.07	2.60	2.00	9.21	3.68
1.20	2.50	5.60	2.24	2.60	2.50	9.64	3.86
1.20	3.00	6.03	2.41	2.60	3.00	10.06	4.02
1.40	1.00	4.89	1.96	2.80	1.00	8.93	3.57
1.40	1.50	5.32	2.13	2.80	1.50	9.36	3.74
1.40	2.00	5.75	2.30	2.80	2.00	9.78	3.91
1.40	2.50	6.18	2.47	2.80	2.50	10.21	4.08
1.40	3.00	6.60	2.64	2.80	3.00	10.64	4.26
1.60	1.00	5.47	2.19	3.00	1.00	9.51	3.80
1.60	1.50	5.90	2.36	3.00	1.50	9.93	3.97
1.60	2.00	6.32	2.53	3.00	2.00	10.36	4.14
1.60	2.50	6.75	2.70	3.00	2.50	10.79	4.32
1.60	3.00	7.18	2.87	3.00	3.00	11.22	4.49

CIMENTACIÓN CORRIDA

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Muestra : Calicata N° 01

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

$$Q(ult.) = k1 . c . Nc + q . Nq + K2 . B . Pe . Ny$$

Df(m)	B(m)	Q(ult) kg/cm2	Q(adm) kg/cm2	Df(m)	B(m)	Q(ult) kg/cm2	Q(adm) kg/cm2
0.40	1.00	2.22	0.89	1.80	1.00	6.26	2.50
0.40	1.50	2.76	1.10	1.80	1.50	6.79	2.72
0.40	2.00	3.29	1.32	1.80	2.00	7.33	2.93
0.40	2.50	3.83	1.53	1.80	2.50	7.86	3.14
0.40	3.00	4.36	1.74	1.80	3.00	8.40	3.36
0.60	1.00	2.80	1.12	2.00	1.00	6.84	2.74
0.60	1.50	3.33	1.33	2.00	1.50	7.37	2.95
0.60	2.00	3.87	1.55	2.00	2.00	7.91	3.16
0.60	2.50	4.40	1.76	2.00	2.50	8.44	3.38
0.60	3.00	4.94	1.98	2.00	3.00	8.98	3.59
0.80	1.00	3.38	1.35	2.20	1.00	7.41	2.96
0.80	1.50	3.91	1.56	2.20	1.50	7.95	3.18
0.80	2.00	4.45	1.78	2.20	2.00	8.48	3.39
0.80	2.50	4.98	1.99	2.20	2.50	9.02	3.61
0.80	3.00	5.52	2.21	2.20	3.00	9.55	3.82
1.00	1.00	3.95	1.58	2.40	1.00	7.99	3.20
1.00	1.50	4.49	1.80	2.40	1.50	8.52	3.41
1.00	2.00	5.02	2.01	2.40	2.00	9.06	3.62
1.00	2.50	5.56	2.22	2.40	2.50	9.59	3.84
1.00	3.00	6.09	2.44	2.40	3.00	10.13	4.05
1.20	1.00	4.53	1.81	2.60	1.00	8.57	3.43
1.20	1.50	5.06	2.02	2.60	1.50	9.10	3.64
1.20	2.00	5.60	2.24	2.60	2.00	9.64	3.86
1.20	2.50	6.13	2.45	2.60	2.50	10.17	4.07
1.20	3.00	6.67	2.67	2.60	3.00	10.71	4.28
1.40	1.00	5.11	2.04	2.80	1.00	9.14	3.66
1.40	1.50	5.64	2.26	2.80	1.50	9.68	3.87
1.40	2.00	6.18	2.47	2.80	2.00	10.21	4.08
1.40	2.50	6.71	2.68	2.80	2.50	10.75	4.30
1.40	3.00	7.25	2.90	2.80	3.00	11.28	4.51
1.60	1.00	5.68	2.27	3.00	1.00	9.72	3.89
1.60	1.50	6.22	2.49	3.00	1.50	10.25	4.10
1.60	2.00	6.75	2.70	3.00	2.00	10.79	4.32
1.60	2.50	7.29	2.92	3.00	2.50	11.32	4.53
1.60	3.00	7.82	3.13	3.00	3.00	11.86	4.74

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Muestra : Calicata N° 01

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

RESISTENCIA ESPECIFICA : 210 kg/cm²

A	VALORES DE AGREGADOS	UNIDAD	ARENA	GRAVA
1	Peso específico de masa sss	gr/cm ³	2.645	2.668
2	Peso unitario suelto	kg/cm ³	1637.000	1482.000
3	Peso unitario compactado	kg/cm ³	1894.000	1588.000
4	Absorción	%	1.752	1.130
5	Contenido de humedad	%	0.170	0.230
6	Modulo de fineza		2.840	

B CEMENTO			
7	YURA portland	Tipo	I
8	Peso específico	kg/cm ³	2.86

C DATOS DE DISEÑO			
	DESCRIPCIÓN	UNID	VALORES
9	Tamaño máximo del agregado	mm	12.70
10	Asentamiento	mm	101.60
11	Aire total	%	2.00
12	Agua de diseño	kg/cm ³	219.81
13	Relación agua cemento	kg/cm ³	0.53
14	Cantidad de cemento	kg/cm ³	417.14
15	Volumen de agregado grueso	mm ³	0.3264
16	Peso de agregado grueso	kg/cm ³	870.77

D DATOS DE DISEÑO			
	DESCRIPCIÓN	UNID	VALORES
17	Cemento	m ³	0.1459
18	Agua	m ³	0.2198
19	Aire	m ³	0.0200
20	Agregado grueso	m ³	0.3264
21	TOTAL	m ³	0.7120
22	Volumen de agregado fino	m ³	0.2880
23	Peso de agregado fino	kg/cm ³	761.65

E VALORES DE DISEÑO POR M3 DE CONCRETO (KG)				
24	Cemento	417.14	Agua	219.80
25	Arena	761.65	Incorporado de aire	0.00
26	Piedra	870.77	Acelerante	0.00
		PESO POR M3 DE (KG)	2269.37	

F VALORES DE DISEÑO POR M3 DE CONCRETO CORREGIDO POR HUMEDAD (KG)				
27	Cemento	417.14	Agua	239.70
28	Arena	749.60	Incorporado de aire	0.00
29	Piedra	862.93	Acelerante	0.00
		PESO POR M3 DE (KG)	2269.37	

G VALORES DE DISEÑO EN VOLÚMENES					
30	COMPONENTES	POR METRO CUBICO		POR BOLSA DE CEMENTO	
31	Cemento	9.82	pies ³	1.00	pies ³
32	Agua	239.70	litros	24.41	litros
33	Agregado fino	16.43	pies ³	1.673	pies ³
34	Agregado Grueso	20.75	pies ³	2.113	pies ³
35	Incorporador de aire	0.00	kg	0.00	gr
36	Acelerante (%)	0.00	kg	0.00	gr

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Muestra : Calicata N° 01

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

RESISTENCIA ESPECIFICA : 175 kg/cm²

A	VALORES DE AGREGADOS	UNIDAD	ARENA	GRAVA
1	Peso específico de masa sss	gr/cm ³	2.645	2.687
2	Peso unitario suelto	kg/cm ³	1637.000	1460.000
3	Peso unitario compactado	kg/cm ³	1894.000	1633.000
4	Absorción	%	1.752	0.832
5	Contenido de humedad	%	0.170	0.230
6	Modulo de fineza		2.840	

B CEMENTO			
7	YURA portland	Tipo	I
8	Peso específico	kg/cm ³	2.86

C DATOS DE DISEÑO			
	DESCRIPCIÓN	UNID	VALORES
9	Tamaño máximo del agregado	mm	19.05
10	Asentamiento	mm	101.60
11	Aire total	%	2.00
12	Agua de diseño	kg/cm ³	204.34
13	Relación agua cemento	kg/cm ³	0.67
14	Cantidad de cemento	kg/cm ³	304.13
15	Volumen de agregado grueso	mm ³	0.3614
16	Peso de agregado grueso	kg/cm ³	971.08

D DATOS DE DISEÑO			
	DESCRIPCIÓN	UNID	VALORES
17	Cemento	m ³	0.1063
18	Agua	m ³	0.2043
19	Aire	m ³	0.0200
20	Agregado grueso	m ³	0.3614
21	TOTAL	m ³	0.6921
22	Volumen de agregado fino	m ³	0.3079
23	Peso de agregado fino	kg/cm ³	814.45

E VALORES DE DISEÑO POR M3 DE CONCRETO (KG)				
24	Cemento	304.00	Agua	204.00
25	Arena	814.45	Incorporado de aire	0.00
26	Piedra	971.00	Acelerante	0.00
		PESO POR M3 DE (KG)	2294.00	

F VALORES DE DISEÑO POR M3 DE CONCRETO CORREGIDO POR HUMEDAD (KG)				
27	Cemento	304.00	Agua	223.00
28	Arena	801.57	Incorporado de aire	0.00
29	Piedra	965.00	Acelerante	0.00
		PESO POR M3 DE (KG)	2294.00	

G VALORES DE DISEÑO EN VOLUMENES					
30	COMPONENTES	POR METRO CUBICO		POR BOLSA DE CEMENTO	
31	Cemento	7.20	pies ³	1.00	pies ³
32	Agua	223.00	litros	31.16	litros
33	Agregado fino	17.57	pies ³	2.454	pies ³
34	Agregado Grueso	23.49	pies ³	3.280	pies ³
35	Incorporador de aire	0.00	kg	0.00	gr
36	Acelerante (%)	0.00	kg	0.00	gr

DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Muestra : Calicata N° 01

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

RESISTENCIA ESPECIFICA : 140 kg/cm²

A	VALORES DE AGREGADOS	UNIDAD	ARENA	GRAVA
1	Peso específico de masa sss	gr/cm ³	2.645	2.687
2	Peso unitario suelto	kg/cm ³	1637.000	1460.000
3	Peso unitario compactado	kg/cm ³	1894.000	1633.000
4	Absorción	%	1.752	0.832
5	Contenido de humedad	%	0.170	0.230
6	Modulo de fineza		2.840	

B CEMENTO			
7	YURA portland	Tipo	I
8	Peso específico	kg/cm ³	2.86

C DATOS DE DISEÑO			
	DESCRIPCIÓN	UNID	VALORES
9	Tamaño máximo del agregado	mm	19.05
10	Asentamiento	mm	101.60
11	Aire total	%	2.00
12	Agua de diseño	kg/cm ³	204.34
13	Relación agua cemento	kg/cm ³	0.79
14	Cantidad de cemento	kg/cm ³	259.64
15	Volumen de agregado grueso	mm ³	0.3614
16	Peso de agregado grueso	kg/cm ³	971.08

D DATOS DE DISEÑO			
	DESCRIPCIÓN	UNID	VALORES
17	Cemento	m ³	0.0908
18	Agua	m ³	0.2043
19	Aire	m ³	0.0200
20	Agregado grueso	m ³	0.3614
21	TOTAL	m ³	0.6765
22	Volumen de agregado fino	m ³	0.3235
23	Peso de agregado fino	kg/cm ³	855.60

E VALORES DE DISEÑO POR M3 DE CONCRETO (KG)				
24	Cemento	259.64	Agua	204.30
25	Arena	855.60	Incorporado de aire	0.00
26	Piedra	971.08	Acelerante	0.00
		PESO POR M3 DE (KG)	2290.66	

F VALORES DE DISEÑO POR M3 DE CONCRETO CORREGIDO POR HUMEDAD (KG)				
27	Cemento	259.64	Agua	223.70
28	Arena	842.06	Incorporado de aire	0.00
29	Piedra	965.23	Acelerante	0.00
		PESO POR M3 DE (KG)	2290.66	

G VALORES DE DISEÑO EN VOLUMENES					
30	COMPONENTES	POR METRO CUBICO		POR BOLSA DE CEMENTO	
31	Cemento	6.112	pies ³	1.00	pies ³
32	Agua	223.72	litros	36.60	litros
33	Agregado fino	18.46	pies ³	3.02	pies ³
34	Agregado Grueso	23.49	pies ³	3.84	pies ³
35	Incorporador de aire	0.00	kg	0.00	gr
36	Acelerante (%)	0.00	kg	0.00	gr

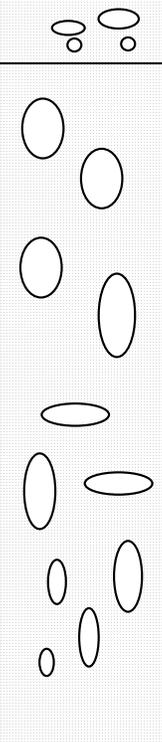
COLUMNA ESTRATIGRAFICA

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Muestra : Calicata N° 01

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

CALICATA 01			DESCRIPCION
SIMBOLO DE CLASIFICACION		PROF. EN METROS	
LETRA	GRAFICO		
		0.00	MATERIAL DE RELLENO
		0.15	
GP		0.30	ESTRATO DE MATERIAL GRAVO-ARENOSO
		0.45	
		0.60	
		0.75	
		0.90	
		1.05	
		1.20	
		1.35	
		1.50	
		1.65	
		1.80	
		1.95	
		2.10	
		2.25	
		2.40	
		2.55	
2.70			
2.85			
3.00			

INFORME TÉCNICO-ESTUDIO DE SUELOS

Obra : "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

Solicita : Estudio para optar título profesional

Fecha : Enero 2015

1.0 Generalidades

El presente informe que se desarrolla con los parámetros de la mecánica de suelos, es el resultado obtenido del estudio realizado en el área donde se realizara el "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

El fin principal del estudio que se ha realizado, es el de analizar los suelos que subyacen a la superficie y, ejecutar el respectivo análisis a través del laboratorio y pruebas in situ a fin de obtener resultados de los suelos, y efectuar finalmente recomendaciones del tipo de trabajo a realizar en el proceso constructivo.

2.0 Del terreno

La zona de estudio (calicatas) se desarrolló en el área comprendida donde se realizara el. Se entiende que el planteamiento estructural así como la ejecución de "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UNA PLANTA INDUSTRIAL CON PUENTE GRÚA DE 5 TONELADAS, APLICANDO NORMATIVIDAD PERUANA Y AMERICANA EN EL DEPARTAMENTO DE TACNA"

3.0 Investigaciones realizadas

El programa desarrollado en el campo, ha sido elaborado específicamente con la finalidad de obtener información de la conformación existente de la superficie donde se realizara trabajos de pavimentación y también se edificara la estructura, así como la formación estratigráfica de los suelos subyacentes, y evaluar a través de la mecánica del medio continuo, las propiedades físicas y mecánicas que tienen estos, cuando sometidos a esfuerzos en general.

Las investigaciones se han realizado por medio de excavaciones de pozos a cielo abierto, cuya profundidad y ubicación se determinó, considerando las probables cargas que se transmitirán así como presiones de contacto entre cimentaciones y estructuras, de tal manera que se ha elegido la zona de mayor incidencia de fuerzas verticales de acuerdo a los lineamientos del proyecto y datos proporcionados para este fin.

4.0 Método de exploración

El método de exploración empleado ha sido practicado a través de calicatas a cielo abierto, teniendo en consideración la estratigrafía donde se han encontrado dos estratos establecido: como se detalla a continuación:

- Presencia de bolonería de 8" a 10" de diámetro
- Material no plástico
- Presencia de poco o nada de finos
- Presencia de sales solubles, por lo que se recomendaría realizar los análisis correspondientes
- Según clasificación de suelos: GP
- Según clasificación Aashto: A1-a (0)
- Según clasificaciones dadas los ensayos realizados a los materiales en su totalidad son gravo-arenosos.

La ubicación de la calicata de sondeo se ha determinado de tal manera que sea representativo dentro de la superficie estudiada y en función a la aplicación de fuerzas y esfuerzos activos.

5.0 Investigaciones de laboratorio

Con el objeto de determinar las características mecánicas de las muertas extraídas de las calicatas de exploración, se ha procedido a determinar lo siguiente:

- Humedad natural
- Análisis granulométrico
- Límites de atterberg
- Clasificación de suelos
- Densidad mínima
- Densidad máxima

6.0 Análisis del perfil estratigráfico

Las calicatas en estudio presentan básicamente una capa de material contaminado y un estrato determinado en su estratigrafía conformada por material gravo-arenosos (hormigón).

7.0 Conclusiones y recomendaciones

Las conclusiones así como las recomendaciones del presente estudio de mecánica de suelos son los siguientes:

- A. La zona de estudio está comprendida básicamente por un tipo de suelo, definido como suelo gravo-arenosos con presencia de cantos rodados.
- B. La estructura puede cimentarse en el estrato existente, sin mayores dificultades por medio de la cimentación finita o cimentación aislada
- C. En caso de ser utilizado para pavimentos flexibles estos materiales son muy buenos en cuanto a su estabilización, según estudios realizados a esta clase de materiales su CBR oscila entre 40% a 80% porcentajes que de acuerdo a normas de control del MTC son muy buenos para ser utilizados como material de sub-base (mínimo 40%), de acuerdo a su estabilización pueden ser utilizados en pavimentos flexibles por su porcentaje de CBR, así como en la utilización de obras de albañilería (veredas y otros).