

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES

PRÁCTICA SUPERVISADA

INGENIERÍA CIVIL

*ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS Y CÁLCULO DE FUNDACIONES PARA LÍNEA
DE ALTA TENSIÓN DE 2x132kV ENTRE ET. VIVORATÁ – APERTURA A
BALCARCE, PROVINCIA DE BUENOS AIRES.*

*AUTOR:
PABLO SEBASTIÁN ESCUDERO*

Tutor: *Dr. Ing. Marcos A. Montoro*

Supervisor Externo: *Ing. Franco Bussetti Bonet*

Lugar: *Elefant Desarrollos de Ingeniería S.R.L.*

Marzo 2017

RESUMEN

El proyecto se basa en fortalecer el sistema de distribución en 500/132kV de la provincia de Buenos Aires debido al crecimiento de la demanda general y en particular a la zona costera. En este trabajo se dimensionan, para la línea correspondiente al tramo ET Vivoratá – Ap. a Balcarce, diferentes alternativas de fundación para las torres de suspensión de la línea y se dimensionan fundaciones profundas para las estructuras especiales. Con los resultados obtenidos se computa el volumen de hormigón requerido para la construcción y el tonelaje de acero necesario a fin de recomendar el sistema de fundación más económico.

ÍNDICE GENERAL

Capítulo 1: Introducción	13
Capítulo 2: Descripción general de la obra.....	16
Capítulo 3: Alternativas de fundación y descripción de los métodos de cálculo para fundaciones de LAT.....	25
Capítulo 4: Análisis de códigos aplicables.....	42
Capítulo 5: Información disponible.....	49
Capítulo 6: Análisis crítico del estudio de suelo	63
Capítulo 7: Definición de parámetros de cálculo	80
Capítulo 8: Cálculo de fundaciones para Estructuras de Suspensión	84
Capítulo 9: Cálculo de fundaciones para Estructuras Especiales.....	120
Capítulo 10: Cómputo.....	176
Capítulo 11: Conclusiones	177
Capítulo 12: Bibliografía	178
Anexo I: Estudios de suelo.....	179
Anexo II: Planos	259

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Capítulo 1: Introducción	13
1.1 Marco institucional de la práctica profesional supervisada	13
1.2 Objetivos del proyecto	14
1.3 Descripción de las actividades desarrolladas durante la práctica profesional supervisada.....	14
1.4 Organización del informe.....	14
Capítulo 2: Descripción general de la obra.....	16
2.1 Introducción	16
2.2 Actores intervinientes en la obra	16
2.3 Descripción de la línea e interferencias	17
Capítulo 3: Alternativas de fundación y descripción de los métodos de cálculo para fundaciones de LAT.....	25
3.1 Introducción	25
3.2 Bloque de hormigón.....	25
3.3 Zapata de hormigón armado	31
3.4 Pilote único	36
3.5 Grupo de pilotes.....	38
Capítulo 4: Análisis de códigos aplicables.....	42
4.1 Introducción	42
4.2 Reglamentación AEA.....	42
4.3 Reglamento CIRSOC 201-2005.....	44
Capítulo 5: Información disponible.....	49
5.1 Introducción	49
5.2 Análisis estructural.....	49
5.3 Estudio de suelo	59
Capítulo 6: Análisis crítico del estudio de suelo	63
6.1 Introducción	63
6.2 Estudio de suelo de la obra	64
6.3 Análisis crítico	64
Capítulo 7: Definición de parámetros de cálculo	80
7.1 Introducción	80
7.2 Definiciones acordadas con la Inspección	80
7.3 Parámetros de cálculo	80
Capítulo 8: Cálculo de fundaciones para Estructuras de Suspensión	84

8.1 Introducción	84
8.2 Bloque único de hormigón – Método de Sulzberger.....	84
8.3 Zapata de hormigón armado	86
8.4 Pilote único con cabezal.....	92
8.5 Grupo de pilotes.....	102
8.6 Resumen de alternativas propuestas.....	117
Capítulo 9: Cálculo de fundaciones para Estructuras Especiales.....	120
9.1 Introducción	120
9.2 Estructuras de Retención Angular hasta 5°	120
9.3 Estructuras de Transposición.....	131
9.4 Estructuras de Retención Angular hasta 30°	141
9.5 Estructuras de Retención Angular hasta 90°	152
9.6 Estructuras Terminales.....	163
9.7 Resumen de estructuras especiales	174
Capítulo 10: Cómputo.....	176
10.1 Introducción	176
10.2 Cómputo.....	176
Capítulo 11: Conclusiones	177
11.1 Comparación de resultados.....	177
11.2 Materia Práctica Supervisada	177
Capítulo 12: Bibliografía.....	178
Anexo I: Estudios de suelo.....	179
Anexo II: Planos	180

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 2.1 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres de suspensión	20
Tabla N° 2.2 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres de suspensión	20
Tabla N° 2.3 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres RA5°	21
Tabla N° 2.4– Cómputo de perfiles en pulgadas para torres de transposición	21
Tabla N° 2.5 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres RA30°	21
Tabla N° 2.6 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres RA90°	22
Tabla N° 2.7 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres terminales	22
Tabla N° 2.8 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres RA5°	22
Tabla N° 2.9 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres de transposición	23
Tabla N° 2.10 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres RA30°	23
Tabla N° 2.11 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres RA90°	23
Tabla N° 2.12 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres terminales	24
Tabla N° 3.1 – Factores de vuelco K_v según reglamentación AEA.....	31
Tabla N° 5.1 – Torre de suspensión: Reacciones de apoyo	50
Tabla N° 5.2 – Torre RA5°: Reacciones de apoyo	53
Tabla N° 5.3 – Torre de Transposición: Reacciones de apoyo.....	54
Tabla N° 5.4 – Torre RA30°: Reacciones de apoyo	55
Tabla N° 5.5 – Torre RA90°: Reacciones de apoyo	56
Tabla N° 5.6 – Torre Terminal: Reacciones de apoyo	57
Tabla N° 5.7 – Cargas de servicio para cada estructura.....	58
Tabla N° 5.8 – cargas últimas para cada estructura	59
Tabla N° 5.9 – Coordenadas de ubicación de sondeos y piquetes	60
Tabla N° 5.10 - Parámetros de diseño para fundaciones superficiales respecto a cada sondeo	61
Tabla N° 5.11 - Parámetros de diseño para fundaciones profundas del primer estudio de suelos.....	61
Tabla N° 5.12 – Parámetros de diseño para fundaciones profundas según los piquetes del segundo estudio de suelos.....	62
Tabla N° 6.1 - Número de golpes del ensayo SPT en cada sondeo.....	64
Tabla N° 6.2- Corrección por presión de tapada	68
Tabla N° 6.3 - Valores SPT corregidos	69
Tabla N° 6.4- Densidad relativa	71
Tabla N° 6.5 - Ángulo de fricción interna en f (N_{SPT})	73
Tabla N° 6.6 - Ángulo de fricción interna en f (D_r).....	73

Tabla N° 6.7- Comparación entre valores del ángulo de fricción interna en función de D_r , N_{SPT} y estudios de suelo.....	74
Tabla N° 6.8 - Módulo de Elasticidad en f (N_{SPT}).....	76
Tabla N° 6.9- Comparación de la constante de balasto horizontal de los estudios de suelos y la obtenida con la fórmula de Terzaghi.	77
Tabla N° 6.10- Valores límites de sustancias agresivas en aguas de contacto (CIRSOC 201-2005)	78
Tabla N° 6.11- Requisitos de durabilidad a cumplir el hormigón (CIRSOC 201-2005)	79
Tabla N° 6.12- Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (CIRSOC 201-2005).....	79
Tabla N° 7.1- Parámetros a aplicar para el cálculo de fundaciones profundas	81
Tabla N° 7.2- Parámetros a aplicar para el cálculo de fundaciones de la torre RA90°	82
Tabla N° 7.3- Parámetros a aplicar para el cálculo de fundaciones superficiales.....	82
Tabla N° 7.4 – Cargas máximas de cada estructura.....	83
Tabla N° 7.5 – Cargas de diseño de cada estructura.....	83
Tabla N° 8.1 – Dimensiones zapata de hormigón armado.....	86
Tabla N° 8.2- Valores y diagrama de esfuerzo normal para fundación con pilote único en estructuras de suspensión	95
Tabla N° 8.3- Valores y diagrama de esfuerzo de corte para fundación con pilote único en estructuras de suspensión	96
Tabla N° 8.4- Valores y diagrama de momento flector para fundación con pilote único en estructuras de suspensión	96
Tabla N° 9.1- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes comprimidos de torres RA5°.....	123
Tabla N° 9.2- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA5°	123
Tabla N° 9.3- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA5°	124
Tabla N° 9.4- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA5°	124
Tabla N° 9.5- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA5°	125
Tabla N° 9.6- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres RA5°.....	125
Tabla N° 9.7- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA5°	126
Tabla N° 9.8- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA5°	126
Tabla N° 9.9- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA5°	127

Tabla N° 9.10- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA5°	127
Tabla N° 9.11 – Valores y diagrama de esfuerzo normal en la dirección x para pilotes comprimidos de torres de Transposición	133
Tabla N° 9.12 – Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres de Transposición	134
Tabla N° 9.13 – Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres de Transposición	134
Tabla N° 9.14 – Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres de Transposición	135
Tabla N° 9.15 – Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres de Transposición	135
Tabla N° 9.16 - Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres de Transposición	136
Tabla N° 9.17- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres de Transposición	136
Tabla N° 9.18- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres de Transposición	137
Tabla N° 9.19- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres de Transposición	137
Tabla N° 9.20- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes traccionados de torres de Transposición	138
Tabla N° 9.21- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes comprimidos de torres RA30°	144
Tabla N° 9.22 - Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA30°	145
Tabla N° 9.23 - Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA30°	145
Tabla N° 9.24 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA30°	146
Tabla N° 9.25 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA30°	146
Tabla N° 9.26 -Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres RA30°	147
Tabla N° 9.27 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA30°	147
Tabla N° 9.28 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA30°	148
Tabla N° 9.29 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA30°	148

Tabla N° 9.30 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA30°	149
Tabla N° 9.31- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes comprimidos de torres RA90°	155
Tabla N° 9.32- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA90°	156
Tabla N° 9.33- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA90°	156
Tabla N° 9.34- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA90°	157
Tabla N° 9.35- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA90°	157
Tabla N° 9.36- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres RA90°	158
Tabla N° 9.37- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA90°	158
Tabla N° 9.38 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA90°	159
Tabla N° 9.39 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA90°	159
Tabla N° 9.40 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA90°	160
Tabla N° 9.41 -Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes comprimidos de torres Terminales	166
Tabla N° 9.42 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres Terminales	167
Tabla N° 9.43 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres Terminales	167
Tabla N° 9.44 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres Terminales	168
Tabla N° 9.45- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres Terminales	168
Tabla N° 9.46- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres Terminales	169
Tabla N° 9.47- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres Terminales	169
Tabla N° 9.48- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres Terminales	170
Tabla N° 9.49- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres Terminales	170

Tabla N° 9.50- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes traccionados de torres Terminales	171
Tabla N° 10.1 - Cantidades necesarias de hormigón y acero para torres de suspensión	176
Tabla N° 10.2 - Cantidades necesarias de hormigón y acero estructuras especiales	176
Tabla N° 10.3 – Cantidades totales para la ejecución de las fundaciones	176

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 3.1 – Comportamiento del bloque de hormigón (Método de Sulzberger).....	26
Figura N° 3.2 – Superficie total de carga	27
Figura N° 3.3 – Diagrama de presión unitaria (Método de Sulzberger)	28
Figura N° 3.4 – Primer situación de inclinación del bloque de hormigón.....	29
Figura N° 3.5 – Segunda situación de inclinación del bloque de hormigón.....	30
Figura N° 3.6 – Diagramas de presiones en función del centro de presiones.....	32
Figura N° 3.7 – Zonas en función de la ubicación del centro de presiones.....	33
Figura N° 3.8 – Diagrama de presiones Zona II	33
Figura N° 3.9 – Ábaco para obtener factores m y n	34
Figura N° 3.10 – Ubicación eje neutro para Zona III	35
Figura N° 3.11 – Ábaco para obtener el parámetro K	35
Figura N° 3.12 – Representación gráfica del Método de las bielas	40
Figura N° 5.1 – Esquema de nodos de apoyo en torres de suspensión.....	49
Figura N° 5.2 – Esquema de nodos de apoyo en estructuras especiales	52
Figura N° 5.3 – Localización de sondeos y piquetes.....	60
Figura N° 6.1 – Factor de corrección por presión de la tapada.....	67
Figura N° 6.2 – Gráfico de valores N_{SPT} corregidos	69
Figura N° 6.3 – Relación N_{SPT} con densidad relativa y ángulo de fricción interna (Terzaghi & Peck)	70
Figura N° 6.4 – Coeficiente de balasto vertical.....	75
Figura N° 8.1 – Vista en planta zapata de hormigón armado	86
Figura N° 8.2 – Vista en corte zapata de hormigón armado	86
Figura N° 8.3 – Diagrama de interacción 1 para la sección circular analizada (Torre de suspensión)	97
Figura N° 8.4 – Diagrama de interacción 2 para la sección circular analizada (Torre de suspensión)	97
Figura N° 8.5 – Diagrama de interacción 3 para la sección circular analizada (Torre de suspensión)	98
Figura N° 8.6 – Diagrama de interacción 4 para la sección circular analizada (Torre de suspensión)	98
Figura N° 8.7 – Orientación grupo de 2 pilotes en la traza	102
Figura N° 8.8 - Orientación grupo de 3 pilotes en la traza	107
Figura N° 8.9 - Orientación grupo de 4 pilotes en la traza	112
Figura N° 9.1 – Diagrama de interacción para esfuerzo de compresión y máximo momento (RA5°)	128

Figura N° 9.2 – Diagrama de interacción para esfuerzo de tracción y máximo momento (RA5°)	128
Figura N° 9.3 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (RA5°) .	129
Figura N° 9.4 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (RA5°)	129
Figura N° 9.5 – Diagrama de interacción compresión y máximo momento (Transposición)	138
Figura N° 9.6 – Diagrama de interacción para tracción y máximo momento (Transposición)	139
Figura N° 9.7 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (Transposición)	139
Figura N° 9.8 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (Transposición)	140
Figura N° 9.9 – Diagrama de interacción para compresión y máximo momento (RA30°)	149
Figura N° 9.10 – Diagrama de interacción para tracción y máximo momento (RA30°) ...	150
Figura N° 9.11 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (RA30°)	150
Figura N° 9.12 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (RA30°) ...	151
Figura N° 9.13 – Diagrama de interacción para compresión y máximo momento (RA90°)	160
Figura N° 9.14 – Diagrama de interacción para tracción y máximo momento (RA90°) ...	161
Figura N° 9.15 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (RA90°)	161
Figura N° 9.16 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (RA90°) ...	162
Figura N° 9.17 – Diagrama de interacción para compresión y máximo momento (Terminal)	171
Figura N° 9.18 – Diagrama de interacción para tracción y máximo momento (Terminal)	172
Figura N° 9.19 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (Terminal)	172
Figura N° 9.20 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (Terminal)	173

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 MARCO INSTITUCIONAL DE LA PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

El presente informe corresponde a la asignatura Práctica Supervisada de la carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

Esta práctica supervisada se ejecutó en la empresa Elefant Desarrollos de Ingeniería S.R.L., con el fin de realizar el diseño y cálculo de la línea de alta tensión de 132kV, doble terna, entre ET Vivoratá y Apertura de línea existente a Balcarce, en la Provincia de Buenos Aires.

Para ello, la colaboración del autor en el proyecto fue como ayudante bajo la modalidad PSPNR (Práctica Supervisada Pasante No Rentado) bajo el convenio Marco entre la Universidad Nacional de Córdoba y Elefant Desarrollos de Ingeniería S.R.L.

Elefant es un grupo consultor dinámico que presta servicios abarcando diversas áreas del rubro ingeniería, arquitectura y construcciones, entre ellas:

- Generación, transmisión y distribución de energía: Obra civil, diseño de estructuras metálicas y montajes electromecánicos de Estaciones Transformadoras y Líneas de media, alta y extra alta tensión.
- Estructuras de hormigón armado: Edificios en altura y obras de saneamiento.
- Estructuras metálicas: Naves industriales de grandes luces,
- Arquitectura: Diseño de exteriores e interiores. Proyecto y construcción de edificios para oficinas, equipamiento y servicios de mantenimiento. Proyecto y construcción de viviendas unifamiliares.

Desarrolló sus primeros trabajos en el año 2007 y la sociedad formal como S.R.L. se constituyó en el año 2010.

La empresa está integrada por:

- Ing. Marcos Ferrari: Socio gerente. Director de obras y proyectos de arquitectura.
- Ing. Franco Bussetti: Socio gerente. Dirección de proyectos de ingeniería.

Colaboradores:

- Ing. Felipe Moreno: Proyectos de líneas de alta tensión.
- Arq. Juan Truccone: Proyectos de arquitectura.
- Arq. Lucas Truccone: Proyectos de arquitectura y dibujo.
- Ángel Suarez: Delineante de estructuras metálicas. Dibujo.
- Cristian Tapia: Dibujo.

El equipo de trabajo que desarrolló el proyecto del cual forma parte esta práctica supervisada estuvo integrado por:

- Ing. Felipe Moreno: Director de proyecto. Proyectista.
- Ing. Franco Buseti: Proyectista. Relación con el cliente.
- Dr. Ing. Marcos A. Montoro: Proyectista de fundaciones.
- Claudio Sattler: Dibujante de estructuras metálicas.
- Cristian Tapia: Dibujante, distribución planialtimétrica de estructuras. Cómputos.
- Ángel Suarez: Planos de fundaciones y planos de montaje de estructuras.
- Pablo Escudero: Colaborador en el cálculo de fundaciones.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

El objetivo principal del proyecto se basa en fortalecer el sistema de distribución en 500/132kV de la provincia de Buenos Aires debido al crecimiento de la demanda general y en particular a la zona costera. El proyecto de LAT forma parte de un sistema mayor conformado por una LAT de 500kV, la construcción de la nueva Estación Transformadora Vivoratá 500/132kV y la ampliación de diversas estaciones transformadoras: ET Villa Gesell, ET Mar del Plata y ET Bahía Blanca.

1.3 DESCRIPCIÓN DE LAS ACTIVIDADES DESARROLLADAS DURANTE LA PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA

Las principales tareas desarrolladas en esta práctica supervisada se resumen a continuación:

- Estudio de antecedentes y pliegos de la obra.
- Análisis de los diferentes códigos aplicables al proyecto de líneas de alta tensión.
- Interpretación del resultado del análisis estructural.
- Interpretación y análisis de los resultados de los estudios de suelos ejecutados en la traza de LAT.
- Cálculos y verificaciones de diferentes alternativas de fundación para las estructuras de suspensión que conforman la LAT.
- Cálculo y verificaciones de fundaciones para las estructuras especiales (de retención angular, transposición y terminales).
- Análisis comparativo del uso de materiales para la ejecución de las fundaciones previamente calculadas.

1.4 ORGANIZACIÓN DEL INFORME

En el capítulo 1 se presenta una introducción a las actividades realizadas en la práctica supervisada, el contexto institucional y organización general del informe.

En el capítulo 2 se presenta una descripción general de la obra, estructuras pertenecientes a ella y una descripción general de la línea.

En cuanto al capítulo 3, se describen las diferentes metodologías de cálculo para cada una de las alternativas de fundación.

En el capítulo 4 se efectúa un análisis de los códigos aplicables, Reglamento AEA y CIRSOC 201-05, para la ejecución de las fundaciones.

En el capítulo 5 se presenta y analiza la información disponible, tanto del análisis estructural de las diferentes torres que conforman la línea, como de los estudios de suelo realizados para el tramo estudiado.

En el capítulo 6, se realiza un análisis crítico de los estudios de suelo, comparando la forma de obtención de los parámetros de cálculo expresados en ellos, con los efectuados en este informe.

En el capítulo 7, se detallan los valores de los parámetros a utilizar para el cálculo de las diferentes fundaciones propuestas para cada estructura de la línea.

El capítulo 8 contiene los cálculos de las alternativas para el diseño de las fundaciones de las estructuras de suspensión.

En el capítulo 9 se diseñan y calculan las fundaciones de cada una de las estructuras especiales que componen la LAT.

En cuanto al capítulo 10, en este se presenta el cómputo de materiales necesarias para cada alternativa de cada tipo de torre.

Finalmente, en el capítulo 11, se dan las conclusiones finales del trabajo realizado.

CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA OBRA

2.1 INTRODUCCIÓN

La obra que se aborda en esta Práctica Supervisada consta de la construcción de la Línea de Alta Tensión (LAT) de 132kV, doble terna, entre las Estaciones Transformadoras de Villa Gesell y Vivoratá, en la Provincia de Buenos Aires, así como en tres tramos que vinculan la E.T. de Vivoratá con la apertura de LAT existente a Balcarce, la E.T. Mar del Plata y la apertura de la LAT existente a Necochea. En particular en este informe se aborda sólo el tramo comprendido entre la ET Vivoratá y la apertura a Balcarce.

Las líneas de alta tensión se componen de diferentes tipos de estructuras que se clasifican según su función y la forma de resistir los esfuerzos:

- *Estructuras de suspensión:* Los conductores están suspendidos mediante cadenas de aisladores, que cuelgan de las ménsulas de las torres. Resisten todas las cargas verticales de los conductores y cables de guardia, la acción del viento transversal a la línea, tanto sobre conductores como sobre la torre, el tiro de los conductores en dirección de la línea pero no están diseñadas para soportar esfuerzos laterales permanentes debido al tiro de los conductores.
- *Estructuras de retención angular:* Son aquellas que se ubican en los vértices cuando hay cambios de dirección en la línea y la carga más importante que soportan es la componente de tiro, debido al ángulo, de todos los conductores. Estas estructuras de retención angular se clasifican en término del máximo ángulo de cambio de dirección de los conductores para el cual están diseñadas. En particular para esta obra se utilizan tres estructuras de retención angular diferentes: estructuras hasta ángulos de 5°, 30° y 90°, en referencia al máximo ángulo que es posible generar en el cambio de dirección. A su vez, en las estructuras de RA5°, mediante ménsulas especiales, se construyen estructuras de transposición, que son estructuras que permiten cambiar la posición de los conductores permitiendo cambiar las fases de lugar.
- *Estructuras terminales:* La torre se dimensiona para soportar fundamentalmente el tiro de todos los conductores de un solo lado. Se utilizan en el inicio y final de la línea.

2.2 ACTORES INTERVINIENTES EN LA OBRA

El adjudicatario de la ejecución de la obra es Transportadora Mar del Plata, la cual es una UTE de dos empresas: Teyma Abengoa y TEL3.

Teyma Abengoa, es una empresa prestadora de servicios de dirección de obra, instalación, puesta en marcha, mantenimiento y obra civil asociada a montajes electromecánicos y mecánicos, montaje de comunicaciones y la construcción de edificaciones industriales.

TEL3 provee servicios de ingeniería, suministros, construcción, gerenciamiento de proyectos y emprendimientos en el campo de la energía, telecomunicaciones, construcciones civiles e infraestructura.

La Inspección y futuro operador de la obra es TRANSBA, que es la empresa de energía de la Provincia de Buenos Aires.

Otro ente que participa en la obra es el Comité de Administración Fondo Fiduciario para el Transporte Eléctrico Federal (CAF), quien financia y también funciona como inspección de manera conjunta con TRANSBA.

La empresa que ejecuta la obra tiene a su cargo el desarrollo del proyecto ejecutivo de detalle y para esto contrata a la consultora ELEFANT, donde, para esta obra, tiene dos equipos de trabajo, uno para la distribución y cálculo de las estructuras, y un segundo para el cálculo de las fundaciones correspondientes. La colaboración del autor del informe es parte de este último equipo siendo partícipe en el proyecto de fundaciones.

2.3 DESCRIPCIÓN DE LA LÍNEA E INTERFERENCIAS

En este informe se hace referencia únicamente a las estructuras correspondientes al tramo entre la E.T. Vivoratá y la apertura a Balcarce que se extiende por aproximadamente 26,4km.

En ella existen un total de 99 estructuras repartidas en toda la traza, las cuales se dividen en 2 terminales, al inicio y final de la línea, 1 estructura de RA90°, 3 de RA30°, 5 de RA5° y las restantes 88 son estructuras de suspensión, donde 7 de ellas se crean con 2 metros más de altura para solucionar problemas con diferentes interferencias.

La distancia máxima permitida entre estructuras de retención, según lo establecido en el pliego de especificaciones técnicas, es de 3500m y se definen vanos entre estructuras, independientemente del tipo de suspensión, con una distancia máxima de 275m. Además se define, para los conductores, una distancia mínima al suelo de 7m.

A lo largo de toda la traza, se presentan diferentes interferencias que son necesarias superar para la realización de la línea.

Desde la E.T. Vivoratá ubicada frente a un camino vecinal, aproximadamente a 6500 metros al Oeste de la Autopista Buenos Aires – Mar del Plata, parte el trazado de la línea de alta tensión. En la progresiva 68,70m se encuentra una estructura terminal, donde aparecen las primeras interferencias, como la presencia de alambrados, un cruce pluvial y a 70m en dirección perpendicular a la traza, una línea de alta tensión de 500kV. Antes de la segunda estructura (RA90°) se presenta un bañado temporal con una extensión de un poco menos de 100m en la dirección de la línea.

Entre la tercera y cuarta estructura, ambas de suspensión, hay un acceso que debe ser sobrepasado por la línea. Luego, entre las estructuras 007 y 010, deben ubicarse dos estructuras de suspensión cercanas a algunos boyeros eléctricos correspondientes al Establecimiento El Alamo S.A. Más adelante, cercano a la estructura 011, en la progresiva 2770,75m, se presenta un cruce de líneas, donde una línea monofásica de 7,2m de altura

pasa 7,34m por debajo de los conductores de la LAT de 132kV, doble terna y a 7,91m de la estructura mencionada.

En la progresiva 3004,91m, que corresponde a la estructura 012 se produce la desviación de la línea de 500kV que acompañaba paralelamente a la traza.

En la progresiva 4227,45m hay otro acceso al camino que, a partir de la progresiva 4269,71m, acompaña en forma paralela a la línea analizada.

En la progresiva 4573,02m se encuentra la primera estructura de retención angular hasta 5° y, entre esta y la siguiente estructura de suspensión, hay un bañado temporal que se debe sobrepasar.

Entre las estructuras 023 y 024, ambas de suspensión, hay un cauce de agua temporal que cruza perpendicularmente a la traza.

Entre las progresivas 7320,48m y 7358,49m, se presentan una sucesión de árboles con una altura aproximada de 6m y también un boyero eléctrico, que solo es temporal.

La estructura 030, corresponde a la segunda estructura de retención angular de 5° sobre la progresiva 7782,36m, colocada simplemente para cumplir con la distancia máxima entre estructuras de retención de 3500m.

En la progresiva 9707,36m se coloca una estructura de suspensión con dos metros más de altura (S+2), debido a que entre ésta y la siguiente estructura, aparecen álamos que alcanzan los 8m y deben ser sobrepasados, ya que coinciden con la traza de la línea, además de lograr cumplir con la distancia mínima de los conductores al suelo de 7m.

A su vez, la estructura 038, debe ser colocada en coincidencia con un bañado temporal, al igual que la siguiente, ambas de suspensión.

En la progresiva 11873,16m, se encuentra la tercera estructura RA5° con un ángulo de 2°37'45" y a una distancia de 4090,81m de la estructura de retención anterior. Luego, a una distancia de 1371,92m aparece la primera estructura de retención angular hasta 30°, con un ángulo de 7°33'39", siguiendo el desvío del camino que acompaña a la traza.

Entre la estructura 052 (de suspensión) y la 053 (RA5°), la traza pasa entre eucaliptus con una altura aproximada de 25m, dicha estructura de RA5° se proyecta con un ángulo de 4°47'14". Luego entre las estructuras de suspensión, 054 y 055, se debe sobrepasar un cauce pluvial, en la progresiva 14481,07m. Lo mismo sucede entre las estructuras 056 y 057, sobre la progresiva 15007,19m.

Las estructuras 060 y 061, deben construirse sobre un bañado temporal, donde la estructura 060, es una estructura S+2, que permite cumplir con la distancia mínima de los conductores al suelo de 7m.

Sobre la progresiva 16387,64m existe un camino que cruza perpendicularmente a la traza, donde a sus laterales hay cauces pluviales, además en la progresiva 16379,42m pasa un gasoducto.

La estructura 066, sobre la progresiva 17572,09m, corresponde a una de RA5°, que cumple la función de no superar la distancia máxima entre estructuras de retención.

Cercano a la estructura de suspensión 073, sobre la progresiva 19511,73m, hay un cauce pluvial que debe sobrepasarse, además de tratarse de una torre S+2.

Sobre la progresiva 21142,09m, con la intención de no superar el límite de 3500m entre estructuras de retención, se coloca una RA5°.

A partir de la progresiva 23820,89m, acompaña paralelamente a la traza una línea monofásica de 7m de altura.

Sobre la progresiva 24602,09m, se coloca una estructura RA5° para cumplir con la distancia máxima entre estructuras de retención.

Se produce un cruce de líneas sobre la progresiva 25288,99m, entre la línea analizada y la mencionada línea monofásica de 7m de altura, por lo que sobre la progresiva 25147,09m se coloca una estructura de suspensión S+2 para que la línea de 2x132kV sobrepase en 1,93m a la línea monofásica.

Las estructuras 095 a 097 se colocan en una laguna existente sobre una zona baja inundable, por lo que se establece en ellas como cota de terreno superior de fundación, 78,20m.

Sobre la progresiva 26166,88m, nuevamente se produce un cruce de las mismas líneas mencionadas, donde la línea de 2x132kV pasa 6,32m por encima de la línea monofásica y ésta a 74,95m, medidos en la dirección de la traza, de la estructura 098.

Finalmente en la progresiva 26468,09m se coloca la segunda estructura terminal, que se conecta a la línea de 132kV existente del tramo Mar del Plata – Balcarce.

En el Plano 1 a 8 del Anexo II se incluye la planialtimetría de esta línea de alta tensión en donde se encuentran reflejadas todas las características de la misma, la ubicación de las estructuras y las interferencias mencionadas.

Las torres de suspensión serán metálicas con una separación entre patas de 1,2m y con una estructura reticulada con perfiles de acero tipo 'L' de alas iguales, donde según los proveedores, la estructura se diseña para perfiles en milímetros del mercado chino y en pulgadas del mercado local, de tal modo de que las piezas sean intercambiables entre una perfilera en milímetros y otra en pulgadas.

Para la perfilera en pulgadas se utilizan:

- Perfiles de acero según norma IRAM-IAS U500-558. Calidad F36 (Tensión de fluencia $F_y = 355\text{MPa}$) según norma IRAM-IAS U500-503 para perfiles de 3" o mayores. Calidad F24 (Tensión de fluencia $F_y = 235\text{MPa}$) según norma IRAM IAS U500-503 para perfiles menores a 3".
- Chapas de acero y planchuelas de acero tipo: F24 (Tensión de fluencia $F_y=235\text{MPa}$) según norma IRAM-IAS U500-503.

- Bulones de acero calidad ISO 5.6 según DIN 898.

Donde el cómputo de perfiles en pulgadas necesarios se muestra en la tabla 2.1.

Tabla N° 2.1 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres de suspensión

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L38,1x38,1x3,17	1.83	42.52	78
L44,5x44,5x3,17	2.14	39.88	85
L50,8x50,8x3,17	2.45	12.16	30
L44,5x44,5x4,76	3.15	13.56	43
L50,8x50,8x4,76	3.63	100.60	365
L57,2x57,2x4,76	4.09	65.06	266
L63,5x63,5x4,76	4.57	13.12	60
L88,9x88,9x6,35H	8.57	14.40	123
L101,6x101,6x7,94H	12.15	20.80	253
L127x127x9,53H	18.30	23.20	425
L127x127x12,7H	24.03	20.40	490
TOTAL PESO PERFILES:			2218

Para la perfilería en milímetros se utilizan:

- Acero para perfiles laminados tipo 'L' de dimensiones iguales o mayores a 63mmX5mm: tipo ASTM A572 grado 50. Denominación del mercado de China Q345. (Tensión de fluencia $F_y=345\text{MPa}$ y Tensión de rotura de 450MPa).
- Acero para perfiles laminados tipo 'L' de dimensiones menores a 63mmX5mm: equivalente a calidad F24. Denominación del mercado de China Q235. (Tensión de fluencia $F_y=235\text{MPa}$ y Tensión de rotura de 345MPa).
- Chapas de acero y planchuelas de acero tipo: Q235 (Tensión de fluencia $F_y=235\text{MPa}$) o Q345 (Tensión de fluencia $F_y=345\text{MPa}$) según el espesor.
- Bulones de acero calidad ASTM A394 grado 0.

Donde el cómputo de perfiles en milímetros necesarios se muestra en la tabla 2.2.

Tabla N° 2.2 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres de suspensión

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L40x40x3	1.82	75.08	137
L40x40x4	2.42	7.32	18
L45x45x4	2.74	9.82	27
L50x50x4	3.06	48.48	148
L56x56x4	3.60	73.74	265
L56x56x5	4.18	37.02	155
L63x63x5H	4.82	35.44	171
L75x75x6H	6.87	14.40	99
L110x110x8H	13.40	20.80	279
L125x125x10H	19.00	23.20	441
L140x140x12H	25.40	20.40	518
TOTAL PESO PERFILES:			2257

Estas estructuras de suspensión son fijadas a la fundación mediante stubs de perfiles 'L' tipo L127x127x12,7H.

Respecto a las estructuras especiales, se diseñan con una separación entre patas de 5m y son estructuras metálicas reticuladas con perfiles tipo 'L' de alas iguales.

En cuanto a la perfilería utilizada, son de iguales características a las usadas en las estructuras de suspensión.

Los cálculos de perfiles en pulgadas necesarios para cada una de las estructuras especiales se muestran en lastablas 2.3 a 2.7.

Tabla N° 2.3 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres RA5°

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L38,1x38,1X3,17	1.83	59.22	108
L44,5x44,5x3,17	2.14	37.58	80
L50,8x50,8x3,17	2.45	21.10	52
L50,8x50,8x4,76	3.63	117.41	426
L57,2x57,2x4,76	4.09	72.29	296
L63,5x63,5x4,76	4.57	118.76	543
L63,5x63,5x6,35	6.03	11.80	71
L76,2x76,2x6,35	7.29	42.92	313
L88,9x88,9x6,35H	8.57	41.44	355
L101,6x101,6x9,53H	14.48	19.20	278
L127x127x9,53H	18.30	24.60	450
L152,4x152,4x9,53H	22.20	36.80	817
TOTAL PESO PERFILES:			3789

Tabla N° 2.4– Cómputo de perfiles en pulgadas para torres de transposición

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L38,1x38,1X3,17	1.83	59.22	108
L44,5x44,5x3,17	2.14	37.58	80
L50,8x50,8x3,17	2.45	19.07	47
L44,5x44,5x4,76	3.15	1.89	6
L50,8x50,8x4,76	3.63	121.55	441
L57,2x57,2x4,76	4.09	88.87	363
L63,5x63,5x4,76	4.57	120.08	549
L63,5x63,5x6,35	6.03	11.80	71
L76,2x76,2x6,35	7.29	42.92	313
L88,9x88,9x6,35H	8.57	41.44	355
L101,6x101,6x9,53H	14.48	19.20	278
L127x127x9,53H	18.30	27.70	507
L152,4x152,4x9,53H	22.20	36.80	817
TOTAL PESO PERFILES:			3936

Tabla N° 2.5 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres RA30°

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L38,1x38,1X3,17	1.83	59.22	108
L44,5x44,5x3,17	2.14	37.58	80
L50,8x50,8x3,17	2.45	12.40	30
L50,8x50,8x4,76	3.63	39.77	144
L57,2x57,2x4,76	4.09	126.69	518
L63,5x63,5x4,76	4.57	137.98	631
L63,5x63,5x6,35	6.03	12.72	77
L76,2x76,2x6,35	7.29	40.32	294
L88,9x88,9x6,35H	8.57	55.84	479
L127x127x9,53H	18.30	19.20	351
L127x127x12,7H	24.03	61.40	1475
TOTAL PESO PERFILES:			4188

Tabla N° 2.6 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres RA90°

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L38,1x38,1X3,17	1.83	63.54	116
L44,5x44,5x3,17	2.14	11.36	24
L50,8x50,8x3,17	2.45	37.02	91
L50,8x50,8x4,76	3.63	10.73	39
L57,2x57,2x4,76	4.09	70.17	287
L63,5x63,5x4,76	4.57	29.12	133
L63,5x63,5x6,35	6.03	77.76	469
L76,2x76,2x6,35	7.29	178.54	1302
L88,9x88,9x6,35H	8.57	50.76	435
L88,9x88,9x7,94H	10.58	14.40	152
L152x152x12,7H	29.12	19.20	559
L152x152x19,1H	42.70	61.40	2622
TOTAL PESO PERFILES:			6229

Tabla N° 2.7 – Cómputo de perfiles en pulgadas para torres terminales

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L38,1x38,1X3,17	1.83	63.54	116
L44,5x44,5x3,17	2.14	11.36	24
L50,8x50,8x3,17	2.45	37.02	91
L50,8x50,8x4,76	3.63	2.03	7
L57,2x57,2x4,76	4.09	36.78	150
L63,5x63,5x4,76	4.57	3.60	16
L63,5x63,5x6,35	6.03	91.73	553
L76,2x76,2x6,35	7.29	196.34	1431
L88,9x88,9x6,35H	8.57	54.08	463
L88,9x88,9x7,94H	10.58	46.92	496
L152x152x12,7H	29.12	19.20	559
L152x152x19,1H	42.70	61.40	2622
TOTAL PESO PERFILES:			6531

Los cómputos de perfiles en milímetros necesarios para cada una de las estructuras especiales se muestran en las tablas 2.8 a 2.12.

Tabla N° 2.8 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres RA5°

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L40x40x3	1.82	59.22	108
L45x45x4	2.74	48.88	128
L50x50x4	3.06	59.94	183
L56x56x4	3.60	48.01	173
L50x50x5	3.77	37.74	142
L56x56x5	4.18	28.65	111
L63x63x5H	4.82	147.92	713
L75x75x5H	5.78	54.72	316
L90x90x6H	8.30	41.44	344
L110x110x8H	13.40	19.20	257
L140x140x10H	21.40	61.40	1314
TOTAL PESO PERFILES:			3791

Tabla N° 2.9 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres de transposición

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L40x40x3	1.82	59.22	108
L45x45x4	2.74	46.88	128
L50x50x4	3.06	55.02	168
L56x56x4	3.60	61.89	223
L50x50x5	3.77	39.88	150
L56x56x5	4.18	59.81	250
L63x63x5H	4.82	150.56	726
L75x75x5H	5.78	54.72	316
L90x90x6H	8.30	41.44	344
L110x110x8H	13.40	19.20	257
L125x125x10H	19.00	3.10	59
L140x140x10H	21.40	61.40	1314
TOTAL PESO PERFILES:			4044

Tabla N° 2.10 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres RA30°

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L40x40x3	1.82	59.22	108
L45x45x4	2.74	38.18	105
L50x50x4	3.06	8.70	27
L56x56x4	3.60	21.61	78
L50x50x5	3.77	37.74	142
L56x56x5	4.18	95.33	398
L63x63x5H	4.82	152.86	737
L63x63x6H	5.72	12.72	73
L75x75x5H	5.78	40.32	233
L75x75x6H	6.87	14.40	99
L90x90x6H	8.30	41.44	344
L110x110x10H	16.60	19.20	319
L140x140x12H	25.40	61.40	1560
TOTAL PESO PERFILES:			4221

Tabla N° 2.11 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres RA90°

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L40x40x3	1.82	63.54	116
L45x45x4	2.74	39.68	109
L56x56x4	3.60	42.00	151
L56x56x5	4.18	47.60	199
L63x63x5H	4.82	68.76	331
L63x63x6H	5.72	69.04	395
L75x75x5H	5.78	103.50	598
L75x75x6H	6.87	33.32	229
L80x80x6H	7.34	20.12	148
L90x90x6H	8.30	41.44	344
L100x100x7H	10.70	14.40	154
L140x140x14H	29.40	19.20	564
L180x180x16H	43.50	61.40	2671
TOTAL PESO PERFILES:			6009

Tabla N° 2.12 – Cómputo de perfiles en milímetros para torres terminales

DESIGNACION	p.u.	Longitud	Peso
L40x40x3	1.82	63.54	116
L45x45x4	2.74	30.98	85
L50x50x4	3.06	8.70	27
L56x56x4	3.60	27.21	98
L56x56x5	4.18	20.30	85
L63x63x5H	4.82	3.60	17
L70x70x5H	4.95	6.09	30
L63x63x6H	5.72	120.84	691
L75x75x5H	5.78	99.22	573
L75x75x6H	6.87	34.32	236
L80x80x6H	7.34	47.72	350
L90x90x6H	8.30	33.96	282
L90x90x7H	9.58	32.52	312
L100x100x7H	10.70	14.40	154
L140x140x14H	29.40	19.20	564
L180x180x16H	43.50	61.40	2671
TOTAL PESO PERFILES:			6291

Estas estructuras especiales son fijadas a la fundación mediante stubs de perfiles 'L'. Las de RA5° y Transposición utilizan perfiles L152x152x9,5, las de RA30° perfiles L 127x127x12,7, mientras que las de RA90° y Terminales, perfiles L 180x180x16.

En los planos 9 a 23 del anexo II se incluyen los planos analíticos de cada una de las torres consideradas con los detalles pertinentes.

CAPÍTULO 3: ALTERNATIVAS DE FUNDACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO PARA FUNDACIONES DE LAT

3.1 INTRODUCCIÓN

Existen alternativas de fundación para torres de líneas de alta tensión, entre ellas pueden mencionarse:

- Cimentaciones con macizos simples y/o escalonados de hormigón simple o zapata de hormigón armado: En el caso de que la estructura tenga una única cimentación, es decir, del tipo monobloque.

- Patas separadas: Principalmente utilizadas cuando la estructura es autosoportada y posea una cimentación por cada apoyo de la misma.

- Cimentaciones con grillas metálicas: El empleo de esta solución se limita a aquellos lugares donde existe una dificultosa accesibilidad, a causa de la topografía de la traza, lo que genera que sea inviable la construcción de otro tipo de cimentación.

- Ancladas en rocas: Como su nombre lo indica, son aquellas empotradas en la roca subyacente, mediante pernos de anclaje.

- Anclajes de estructuras arriendadas: Son aquellas empleadas para resistir esencialmente fuerzas de tracción y eventualmente esfuerzos cortantes por las riendas de la estructura sustentada.

- Fundaciones sobre pilote único: Son fundaciones de transmisión indirecta de cargas, que se ejecutan mediante el uso de un único pilote sometido a fuerzas laterales.

- Fundaciones con grupo de pilotes: Permiten el empleo de dos o más pilotes sometidos principalmente a esfuerzos de compresión y tracción.

En el presente informe, se emplean, como alternativas de fundación, cimentaciones con macizos simples, zapata de hormigón armado, fundaciones sobre pilote único y con grupo de pilotes.

3.2 BLOQUE DE HORMIGÓN

Es un tipo de fundación muy utilizada para este tipo de estructuras principalmente por su facilidad de ejecución. Es posible y habitual dimensionar estos elementos a partir de la aplicación del **Método de Sulzberger** cuando el suelo presenta una adecuada resistencia lateral y de fondo a profundidades compatibles con las definidas para la fundación.

El método se basa en un principio verificado experimentalmente, que para inclinaciones limitadas tales que $\text{tg } \alpha < 0,01$, el terreno se comporta de manera elástica. En consecuencia se obtienen reacciones de las paredes verticales de excavación y normales a la fuerza actuante sobre la estructura.

La resistencia que se opone a la inclinación de la fundación se origina por dos efectos principales:

- El encastramiento de la fundación en el terreno, como también la fricción generada entre el hormigón y el suelo a lo largo de las paredes verticales, normales a la fuerza actuante.
- Reacción del fondo de la excavación provocada por las cargas verticales.

El método es de carácter general y se puede aplicar a fundaciones de cualquier forma, las fórmulas expresadas anteriormente corresponden al bloque de hormigón, es decir, de paralelepípedo rectangular, que es la conformación más utilizada en la práctica.

La fig.3.1 muestra una representación del comportamiento del bloque de hormigón cuando se somete a fuerzas laterales.

Cuando la fuerza actuante sobre un poste, no es grande y la fricción en el fondo de la excavación actúa en su valor total, el eje de giro del bloque se encuentra en la profundidad t , es decir, ubicado en la base del bloque.

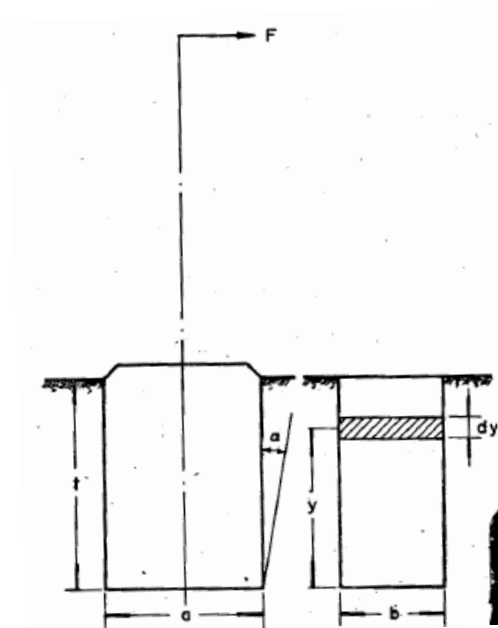


Figura N° 3.1 – Comportamiento del bloque de hormigón (Método de Sulzberger)

Una inclinación α corresponde a un movimiento transversal de la superficie $b \cdot dy$, igual a $a \cdot y \cdot tg\alpha$.

Siendo C_y el índice de compresibilidad del terreno en la profundidad considerada, la presión unitaria es igual a:

$$\sigma_y = C_y y tg\alpha \quad (3.1)$$

La fuerza de reacción de la pared de excavación sobre este infinitésimo rectángulo se determina como:

$$F_y = C_y y \operatorname{tg} \alpha b dy \quad (3.2)$$

El momento respecto al eje de giro se calcula como:

$$dM_S = C_y b dy y^2 \operatorname{tg} \alpha \quad (3.3)$$

Donde el momento de inercia queda representado por:

$$dI = C_y b dy y^2 \quad (3.4)$$

$$dM_S = dI \operatorname{tg} \alpha \quad (3.5)$$

El índice C es una función lineal de la profundidad por lo que se puede decir que la superficie total de carga tiene una forma triangular con la base $C_t b$ y altura t (Fig.3.2).

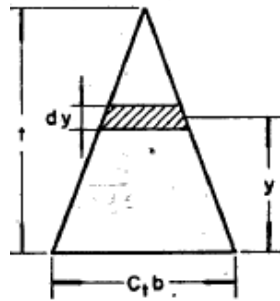


Figura N° 3.2 – Superficie total de carga

$$C_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) \quad (3.6)$$

$$dI = C_t b \left(1 - \frac{y}{t}\right) y^2 dy \quad (3.7)$$

$$I = \int_0^t C_t b \left(1 - \frac{y}{t}\right) y^2 dy = \frac{C_t b t^3}{12} \quad (3.8)$$

Donde el momento de encastramiento en primera instancia es:

$$M_S = \frac{b t^3}{12} C_t \operatorname{tg} \alpha \quad (3.9)$$

Para conocer el ángulo que corresponde al momento cuando el eje empieza a levantarse de su posición de fondo de excavación se puede decir que la presión unitaria en la profundidad (t-y) es:

$$\sigma_y = \lambda C_y \quad (3.19)$$

$$\lambda = y \operatorname{tg} \alpha \quad (3.11)$$

$$C_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) \quad (3.12)$$

$$\sigma_y = C_t \left(1 - \frac{y}{t}\right) y \operatorname{tg} \alpha \quad (3.13)$$

Es decir que la presión unitaria representa una función parabólica simétrica en relación a la recta $y = \frac{t}{2}$ (Fig.3.3).

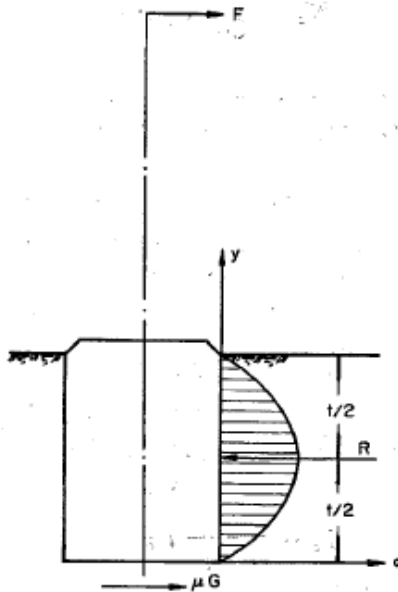


Figura N° 3.3 – Diagrama de presión unitaria (Método de Sulzberger)

Siendo R la resultante de la fuerza de resistencia de la pared considerada, se puede decir que:

$$M_S = R \frac{t}{2} \quad (3.14)$$

El momento en que la fricción esté sobrepasada es para:

$$\mu G = R \quad (3.15)$$

Donde G es la resultante de las cargas verticales; μ es el coeficiente de fricción estática entre el suelo y el hormigón en la base.

En este momento el eje de giro comienza a levantarse y el ángulo puede obtenerse de:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{6 \mu G}{b C_t t^2} \quad (3.16)$$

Entonces si se desprecia la fricción, el eje de giro se encuentra en el centro de gravedad de la superficie de carga, es decir en la profundidad $2/3 t$.

El momento de inercia de un triángulo es:

$$I = \frac{b t_s}{36} C_t \quad (3.17)$$

Por lo tanto el **momento de encastramiento** en segunda instancia es:

$$M_s = \frac{b t^3}{36} C_t \operatorname{tg} \alpha \quad (3.18)$$

Donde b es el ancho del bloque; t la profundidad de fundación; C_t el coeficiente de balasto horizontal.

El paso del momento de encastramiento en primer período al segundo ocurre en forma progresiva y no bruscamemente.

Ahora si buscamos conocer el momento de la base M_b se considera lo que las cargas verticales hacen que el bloque entre en el terreno hasta una profundidad:

$$\lambda_0 = \frac{G}{a b C_b} \quad (3.19)$$

Bajo la acción de la fuerza en la cima del poste, el bloque de fundación se inclina un ángulo α , bajándose del lado de la fuerza y levantándose del lado opuesto, como puede verse en la Fig.3.4.

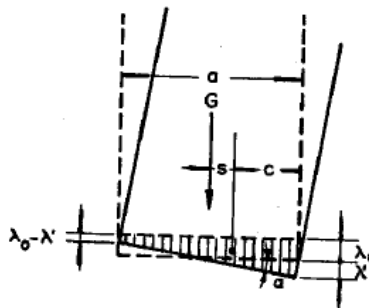


Figura N° 3.4 – Primer situación de inclinación del bloque de hormigón

La resultante en la base es igual a G . Es decir el volumen del prisma de las tensiones es igual a G . Un aumento en el ángulo genera que se acorte el prisma. El eje de giro del bloque tiene que encontrarse por arriba del centro de gravedad del prisma.

Para condiciones de equilibrio cuando la base del bloque toca la base de excavación en su superficie total:

$$M_b = G s \quad (3.20)$$

$$s = \frac{a}{2} - c \quad (3.21)$$

$$c = a \left(0,5 - \frac{\lambda'}{6 \lambda_0} \right) \quad (3.22)$$

$$M_b = \frac{b a^3}{12} C_b \operatorname{tg} \alpha \quad (3.23)$$

La posición extrema se caracteriza por un ángulo calculado de la siguiente forma:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2G}{a^2 b C_b} \quad (3.24)$$

En condiciones en que la base se levanta más, no tocando el fondo por una parte de su superficie (Fig3.5), el momento de la base es:

$$M_b = G s = G \left(\frac{a}{2} - \frac{x}{3} \right) \quad (3.25)$$

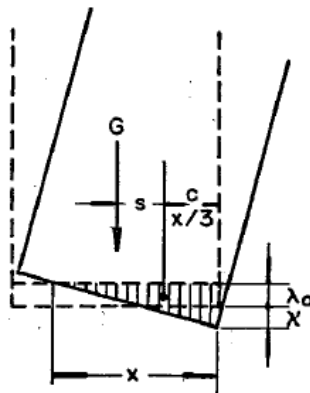


Figura N° 3.5 – Segunda situación de inclinación del bloque de hormigón

El volumen del prisma de tensiones es igual a:

$$G = b \frac{x}{2} \sigma \quad (3.26)$$

Donde σ es la tensión máxima del terreno al fondo de la excavación.

$$\sigma = C_b (\lambda_0 + \lambda') = C_b x \operatorname{tg} \alpha \quad (3.27)$$

Reemplazando se llega al **momento de fondo**:

$$M_b = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right) \quad (3.28)$$

Donde G es la carga vertical total; a es el lado del bloque paralelo a la carga horizontal aplicada; b es el lado del bloque perpendicular a la carga horizontal; C_b el coeficiente de balasto vertical.

Para el diseño de este tipo de fundaciones, se procede predimensionando la estructura, luego calculando los correspondientes momentos de encastramiento y de fondo, a partir de las Ec. 3.18 y 3.28 respectivamente, donde luego debe verificarse la siguiente condición:

$$\varphi_v M_s + \varphi_v M_b \geq K_c M_v \quad (3.29)$$

Donde M_v es el momento máximo aplicado, K_c es un factor de vuelco que se define en función la relación M_s/M_b en la Reglamentación AEA, sección 14.3.2.1, como se expresa en la tabla 3.1.

Tabla N° 3.1 – Factores de vuelco K_v según reglamentación AEA

Estructura	Factores de vuelco K _v
Acero	$K_v = 1,30 - 0,60 \cdot (M_s / M_b) + 0,30 \cdot (M_s / M_b)^2$; si $(M_s / M_b) \geq 1$. Tomar $K_v = 1$
Hormigón armado o pretensado	$K_v = 1,45 - 0,90 \cdot (M_s / M_b) + 0,45 \cdot (M_s / M_b)^2$; si $(M_s / M_b) \geq 1$. Tomar $K_v = 1$
Madera	$K_v = 1$ (postes empotrados directamente en el suelo, se desprecia el momento de fondo M _b).

3.3 ZAPATA DE HORMIGÓN ARMADO

El cálculo se basa en la suposición de que las cimentaciones poseen una superficie de apoyo apreciable con relación a la profundidad y además se emplea en aquellos casos que el suelo no posea una colaboración lateral importante.

Las cargas verticales se conforman por el peso propio de la estructura, de la fundación y el peso del suelo colocado encima de la zapata.

Las fuerzas de presión sólo se transmiten sobre toda la superficie cuando la resultante de las cargas, actúa en el núcleo de la superficie de la base. Esto ocurre cuando las coordenadas e_x, e_y del centro de presiones, cumplen la condición:

$$\frac{e_x}{a} + \frac{e_y}{b} \leq \frac{1}{6} \quad (3.30)$$

Si el punto de aplicación se encuentra fuera del núcleo, entonces se produce una línea neutra en la superficie de la base, la que separa la parte efectiva de la fracción de superficie que transmite presión, de la fracción no efectiva, que se levanta. Según la

posición del punto de aplicación, la superficie efectiva es un triángulo, un cuadrado o un trapecio.

La posición de la línea neutra y la máxima presión en las esquinas se determinan mediante las condiciones de equilibrio de la Estática Clásica. Lo que se debe hacer en primer lugar es determinar la posición del punto de aplicación que se obtiene a través de los momentos generados en ambas direcciones de los ejes x-x e y-y, siendo:

$$e_y = \frac{M_x}{N} \quad (3.31)$$

$$e_x = \frac{M_y}{N} \quad (3.32)$$

Donde M_x es el momento sobre el eje x-x, M_y el momento sobre el eje y-y, N la resultante de fuerzas verticales, e_x y e_y las excentricidades del punto de aplicación respecto a los ejes x-x e y-y respectivamente.

Una metodología utilizada para resolver este tipo de fundaciones, que suele aplicarse en el caso de que el suelo no colabore lateralmente, es a partir del uso de los **ábacos de Plock**.

Según que el centro de presiones se encuentre dentro, en el borde o fuera del núcleo central, se tiene un diagrama de presiones de forma trapecial con una tensión máxima y mínima de igual signo (Fig.3.6.a), un diagrama de forma triangular con una tensión máxima positiva y una tensión mínima nula (Fig. 3.6.b) o un diagrama triangular cruzado con una tensión máxima positiva y una tensión mínima negativa (Fig. 3.6.c), respectivamente.

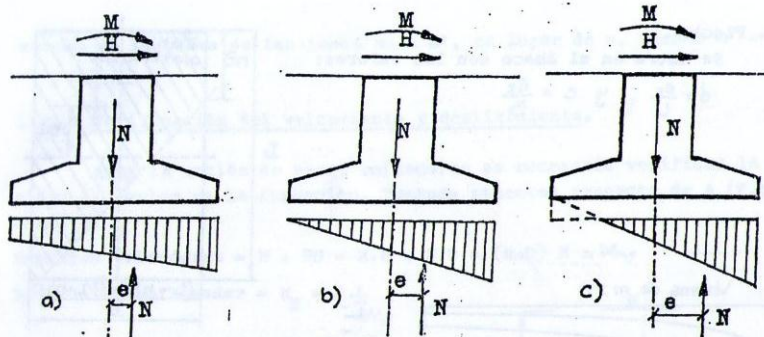


Figura N° 3.6 – Diagramas de presiones en función del centro de presiones

Sólo si la carga está situada dentro del núcleo central es aplicable la ecuación:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{a b} \left(1 + \frac{6e_x}{a} + \frac{6e_y}{b} \right) \leq \sigma_{adm} \quad (3.33)$$

Donde también debe cumplirse la condición expresada en la Ec.3.30. Cuando ésta condición no se cumpla no es posible aplicar la ecuación de flexión compuesta (Ec.3.33), ya que no pueden existir esfuerzos de tracción entre la base y el suelo.

Por lo tanto para dimensionar la zapata, es necesario plantear el equilibrio, entre la carga N y la resultante de la “cuña” de presiones del terreno, donde, a causa de su complejidad, Plock obtuvo soluciones gráficas que se presentan en forma de ábaco.

En la Fig.3.7 se muestran las zonas en que se divide la zapata en función de la ubicación del centro de presiones.

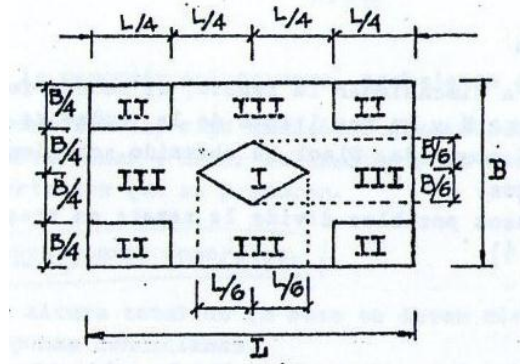


Figura N° 3.7 – Zonas en función de la ubicación del centro de presiones

Zona I: Que se corresponde con la centro de presiones aplicado dentro del núcleo central.

Zona II: Donde las excentricidades cumplen simultáneamente:

$$e_x \geq \frac{a}{4} \quad (3.34)$$

$$e_y \geq \frac{b}{4} \quad (3.35)$$

La zona cargada es como se observa en la Fig. 3.8, donde los factores c y d nos permiten determinar la posición del eje neutro.

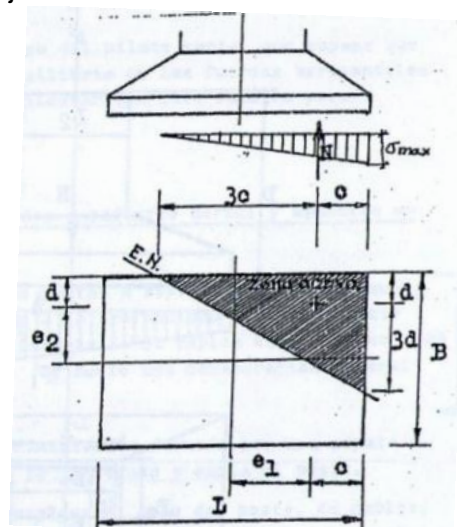


Figura N° 3.8 – Diagrama de presiones Zona II

$$d = \frac{e_x}{a} \quad (3.36)$$

$$c = \frac{e_y}{b} \quad (3.37) \quad \text{con } d > c$$

La tensión máxima se expresa como:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{3}{2} \frac{N}{(a - 2e_x)(b - 2e_y)} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (3.38)$$

Zona III: Donde las excentricidades no deben cumplir simultáneamente la condición expresada en la Ec. 3.34 y 3.35.

Para el cálculo de la tensión máxima del suelo y de la posición del eje neutro, se utilizan los ábacos de Plock, donde, de la Fig. 3.9, se conocen los parámetros m y n que permite conocer la ubicación de la línea de tensiones nulas, como se observa en la Fig.3.10.

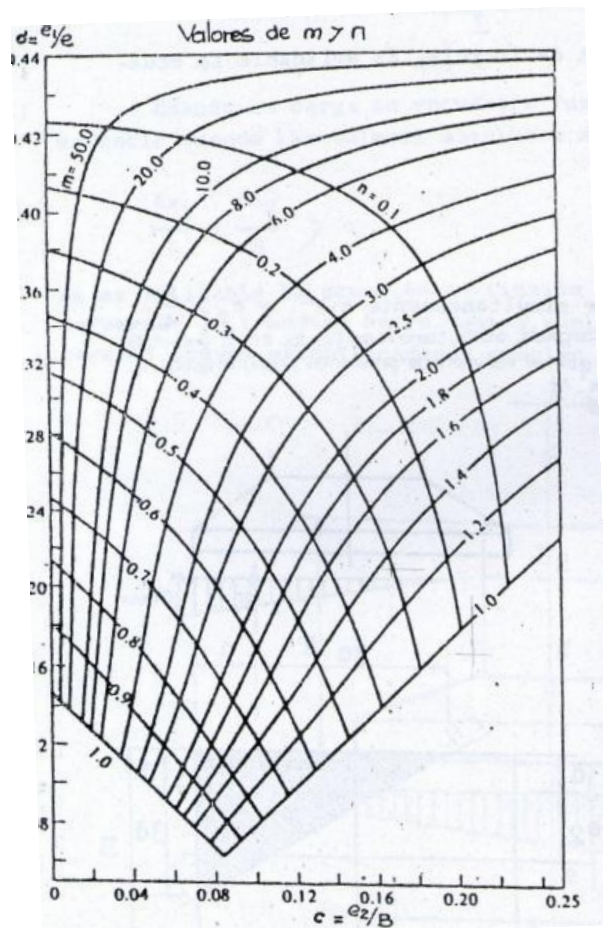


Figura N° 3.9 – Ábaco para obtener factores m y n

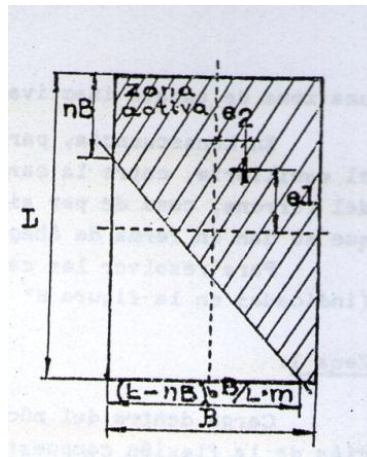


Figura N° 3.10 – Ubicación eje neutro para Zona III

Del ábaco de la Fig. 3.11 es posible conocer el parámetro K que permite calcular la tensión máxima.

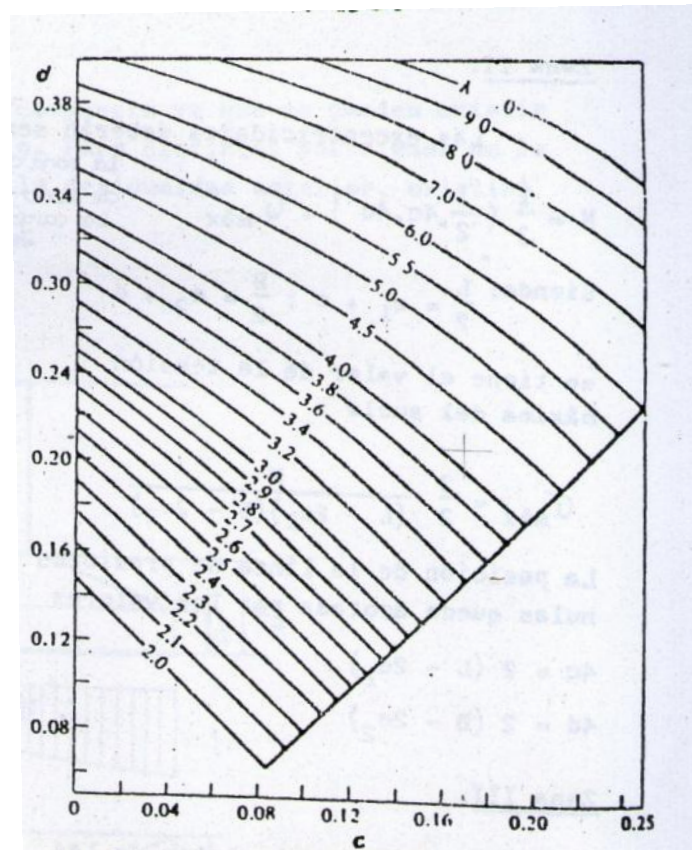


Figura N° 3.11 – Ábaco para obtener el parámetro K

$$\sigma_{\text{máx}} = K \frac{N}{a b} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (3.39)$$

Luego se debe verificar la zapata al vuelco y al deslizamiento, donde debe cumplirse:

Para el vuelco:

$$\frac{M_E}{M_V} \geq 1,5 \quad (3.40)$$

Donde M_E es el momento estabilizante y M_V el momento de vuelco.

Para el deslizamiento (suelos sin cohesión):

$$\frac{N \operatorname{tg} \delta}{H} \geq 1,5 \quad (3.41)$$

Donde δ es el ángulo de rozamiento entre suelo y hormigón; H la carga horizontal aplicada.

3.4 PILOTE ÚNICO

3.4.1 Capacidad de carga

La capacidad de carga última de un pilote, Q_u , está dada por una simple ecuación como la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción superficial derivada de la interface suelo-pilote.

$$Q_u = Q_p + Q_f \quad (3.42)$$

Para conocer la carga admisible de pilotes hincados es necesario aplicar un coeficiente de seguridad que puede considerarse entre 2,5 y 4, dependiendo de las incertidumbres en el cálculo de la carga última.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} \quad (3.43)$$

3.4.1.1 Capacidad de carga de punta

La capacidad de carga última se expresa como en el caso de fundaciones superficiales, siendo:

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \quad (3.44)$$

Donde N_c^* , N_q^* y N_γ^* son los factores de capacidad de carga que incluyen los factores necesarios de forma y profundidad; D es el ancho del pilote.

Como el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, el tercer término de la ecuación puede despreciarse sin introducir un serio error, y al tratarse de un pilote en arena, la cohesión es nula, por lo que el primer término es igual a 0. Siendo por lo tanto la capacidad de punta de un pilote:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q^* \quad (3.45)$$

La resistencia límite de punta queda definida como:

$$q_l [kN/m^2] = 50 N_q^* \operatorname{tg} \varphi \quad (3.46)$$

3.4.1.2 Capacidad friccional

La capacidad friccional de un pilote en suelos granulares es:

$$q_f = K \sigma'_0 \operatorname{tg} \delta \quad (3.47)$$

Donde K es el coeficiente de empuje activo del estrato donde se apoya el pilote; σ'_0 el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración; δ el ángulo de fricción entre suelo y pilote.

Siendo entonces:

$$q_f = \left(\sum_{i=1}^{i=n-1} \gamma_i z_i + 0,5 \gamma_n z_n \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi_n}{2} \right) \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \varphi \right) \quad (3.48)$$

Igualmente debe considerarse que el esfuerzo vertical efectivo aumenta con la profundidad del pilote hasta un límite máximo que puede considerarse de 15 a 20 diámetros y luego permanece constante.

La capacidad última friccional es:

$$Q_f = \pi D L q_f \quad (3.49)$$

3.4.1.3 Capacidad de carga por fuerzas laterales

En este tipo de fundación indirecta a través de un único pilote sometido a cargas laterales, se utiliza para su análisis el “Método de Broms”, el cual estudia el comportamiento de pilotes en suelos sometidos a cargas horizontales en rotura. Existen dos formas en que puede generarse la falla:

- 1) Cuando el momento flector máximo en el pilote cargado alcanza el valor de la resistencia del material del pilote
- 2) Cuando los valores de presiones horizontales alcanzan la resistencia lateral última del suelo a lo largo del pilote.

Es importante conocer si el pilote se encuentra restringido al desplazamiento en la cabeza y clasificar al pilote como, corto, largo o un caso intermedio. Para lo cual se utilizan formulaciones de la teoría de la elasticidad que permiten realizar la clasificación de acuerdo a la forma de trabajo del pilote a flexión en relación a la rigidez relativa suelo –

pilote. Para suelos no cohesivos la longitud límite para ser considerado como pilote corto es:

$$L_1 = \sqrt[3]{\frac{M_u}{\gamma K_p D}} \quad (3.50)$$

Donde M_u es el momento último resistente del pilote; γ es el peso específico del suelo considerado; K_p el empuje pasivo; D el diámetro del pilote.

El límite inferior a partir del cual se considera como pilote largo es:

$$L_2^3 - 4,76 \left(\frac{M_u}{K_p \gamma D} \right)^{\frac{2}{3}} L_2 + \frac{2M_u}{K_p \gamma D} = 0 \quad (3.51)$$

La carga horizontal última para pilote corto se calcula como:

$$H_u = 1,5 K_p \gamma D L^2 \geq \eta H \quad (3.52)$$

Donde H es la carga horizontal a la cual se somete al pilote; η es un coeficiente de seguridad que no puede ser considerado menor a 2.

En el caso de ser pilote largo, la carga última horizontal es:

$$H_u = 2,38 \sqrt[3]{M_u^2 \gamma K_p D} \geq \eta H \quad (3.53)$$

Si se trata de un pilote clasificado como intermedio, es posible obtener la carga última horizontal interpolando linealmente entre las cargas últimas para pilote corto y pilote largo en función de las longitudes correspondientes.

3.5 GRUPO DE PILOTES

El comportamiento de un grupo de pilotes es distinto al de un pilote aislado, tanto en lo que se refiere a capacidad de carga como a asentamientos.

La capacidad de carga a rotura de un grupo de pilotes hincados en arena es mayor que la suma de las capacidades individuales, por lo que desde el punto de vista práctico considerar un factor igual a 1 no genera inconvenientes con los resultados. Respecto al asentamiento, el causado por un grupo de pilotes debería exceder al de un pilote aislado que soporte la misma carga que cada uno del grupo, a menos que los pilotes apoyen sobre roca o en un estrato grueso de suelo incompresible.

En este caso, en el cual la estructura se encuentra sometida tanto a cargas verticales como horizontales, generando éstas últimas un momento en la base, para conocer la distribución de las cargas, es necesario recurrir al conocimiento de las condiciones

elásticas del pilote y cabezal, así como a la rigidez de éste y las condiciones de empotramiento.

La superficie de transmisión de esfuerzos es discontinua, formada por la suma de las secciones de los pilotes. La reacción de cada uno de ellos es el producto de su sección por la tensión generada en él.

$$R_{p_i} = A_i \sigma_i \quad (3.54)$$

De la fórmula de flexión compuesta se tiene que:

$$\sigma_i = \frac{P}{nA} \pm \frac{M_x}{W_y} \pm \frac{M_y}{W_x} \quad (3.55)$$

Donde P es la carga vertical generada; n el número de pilotes; A el área de cada pilote; M_x , W_x , M_y , W_y los momentos generados y módulos resistentes en la dirección x-x e y-y respectivamente.

$$R_{p_i} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot A}{W_y} \pm \frac{M_y \cdot A}{W_x} \quad (3.56)$$

$$W_x = \frac{I_x}{y_i} \quad (3.57)$$

$$W_y = \frac{I_y}{x_i} \quad (3.58)$$

Siendo I_x e I_y los momentos de inercia en la dirección x-x e y-y respectivamente; x_i e y_i las distancias al centro de gravedad del grupo de pilotes.

$$I_x = \sum A \cdot y_i^2 + n \cdot I_{x_i} \quad (3.59)$$

$$I_y = \sum A \cdot x_i^2 + n \cdot I_{y_i} \quad (3.60)$$

Despreciando los momentos de inercia de cada pilote respecto a su centro, se tiene, considerando iguales a todos los pilotes:

$$I_x = A \cdot \sum y_i^2 \quad (3.61)$$

$$I_y = A \cdot \sum x_i^2 \quad (3.62)$$

Reemplazando finalmente se tiene:

$$R_{P_i} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_X \cdot x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_Y \cdot y_i}{\sum y_i^2} \quad (3.63)$$

Conociendo cuál es el pilote con la mayor compresión y cuál posee la mayor tracción, es posible analizar la capacidad de carga de ellos e implícitamente cumplir con la correspondiente a los demás.

3.5.1 Cabezales

Para cabezales de reducido número de pilotes la metodología de cálculo se basa en el “Método de las bielas”, como se muestra en la Fig.3.12, con el cual se logra cumplir simultáneamente las condiciones de rigidez recomendadas a la vez que se satisfacen las exigencias de corte y punzonamiento automáticamente, sin producirse fenómenos de flexión.

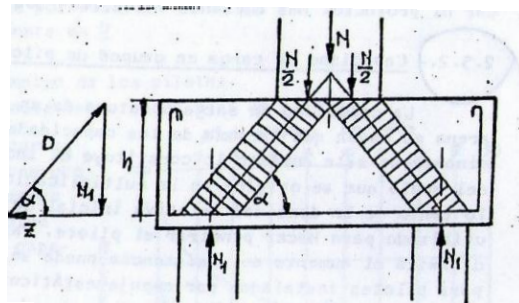


Figura N° 3.12 – Representación gráfica del Método de las bielas

Se hipotetiza la existencia de bielas de compresión inclinadas que originan esfuerzos de tracción en las armaduras.

El método supone que la transferencia de la carga de la columna a los pilotes se realiza a través del cabezal por intermedio de una estructura ficticia de reticulado compuesta por bielas inclinadas de hormigón y por tensores horizontales que equilibran los esfuerzos de tracción resultantes de la descomposición de las fuerzas transmitidas por las bielas.

En todos los casos se adopta como extremo inferior de las bielas comprimidas los puntos de intersección del plano baricéntrico de las armaduras de tracción con los ejes de los pilotes.

El método de las bielas posee una eficacia aceptable para inclinaciones de dichas bielas sobre la horizontal comprendidas entre 40° y 55°. Para inclinaciones inferiores a 40°, se obtienen resultados inciertos con coeficientes de seguridad reducidos, y es recomendable analizar el cabezal como flexible. Para inclinaciones superiores a 55°, también se tienen resultados poco aceptables con bajos coeficientes de seguridad, además de no poder utilizar plenamente la resistencia de las armaduras a tracción.

Se puede afirmar que no existen probabilidades de rotura por punzonado cuando los cabezales se calculan por el método descrito respetando las inclinaciones límites y satisfaciendo las condiciones relativas a las tensiones de compresión en las bielas.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DE CÓDIGOS APLICABLES

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se detallan la Reglamentación de líneas aéreas exteriores de media y alta tensión de la Asociación Electrotécnica Argentina y el Reglamento CIRSOC 201-2005, que son las aplicadas en el presente informe, con sus respectivas exigencias y condiciones a cumplir.

4.2 REGLAMENTACIÓN AEA

4.2.1 Combinaciones de carga para verificaciones geotécnicas

Las fundaciones deben ser verificadas con los valores de las reacciones de los apoyos, que resulten de aplicar las hipótesis de cálculo adoptadas para el diseño de las estructuras. El diseño de las fundaciones se basa en la aplicación del “Método de factorización de cargas y resistencias” (LFRD), donde debe cumplirse con las siguientes condiciones:

$$\text{Fundaciones indirectas} \Rightarrow K_E \cdot K_C \cdot F \leq \sum \varphi_i \cdot R_i \quad (4.1)$$

$$\text{Fundaciones directas} \Rightarrow K_E \cdot K_C \cdot F \leq \varphi \cdot R \quad (4.2)$$

Donde K_E tiene en cuenta la verificación experimental del comportamiento del cimiento mediante ensayos con prototipos a escala natural; K_C es un factor de carga que tiene en cuenta el tipo de estructura y el daño que produciría la falla de dicha estructura; φ el “factor global de resistencia”; φ_i “factores parciales de resistencia”; R , R_i la resistencia teórica calculada para un determinado suelo.

El factor K_E debe considerarse igual a 1 para solicitaciones de vuelco y compresión. Para solicitaciones de tracción cuando el comportamiento de las mismas no es verificado mediante ensayos de prototipo se debe adoptar $K_E=1,1$, caso contrario $K_E=1,0$.

El factor K_C , según la reglamentación, debe adoptarse igual a 1,2 para estructuras de retención angular y terminales de línea, mientras que para estructuras especiales para cruces de ríos navegables o de frontera, K_C debe ser igual a 1,3. Para estructuras de suspensión $K_C=1,0$.

Todos estos factores K_E y K_C se consideran iguales a 1, ya que, se realizaron en campo pruebas de prototipo a escala natural.

4.2.2 Condiciones a cumplir para diferentes tipos de fundaciones

La reglamentación de líneas aéreas exteriores de media y alta tensión de la Asociación Electrotécnica Argentina (AEA), enuncia ciertas pautas a cumplir para las verificaciones geotécnicas correspondientes a los cálculos de las diferentes fundaciones posibles para LAT.

4.2.2.1 Bloque de hormigón

En el caso de cimentaciones con macizos de hormigón simple se deben cumplir con dos condiciones:

- 1) Condición cinemática: La rotación límite máxima respecto a la vertical, que resulte de aplicar el método de Sulzberger (basado en el comportamiento elástico del suelo hasta su estado “límite” o de falla), es de 1,50%.
- 2) Condición resistente al vuelco: Se debe calcular el “factor de vuelco” (K_v) para poder aplicar el Método de Sulzberger hasta el estado “límite” o de falla del suelo adyacente; el valor de este factor varía según el tipo de material de la estructura, en función de la relación de los momentos de encastramiento lateral y de fondo calculados para una rotación “límite”. El “factor de resistencia al vuelco” (φ_v) se determina a partir de K_v , donde $\varphi_v=1/K_v$.

Debe verificarse lo expresado en la Ec.3.29:

$$K_c M \leq \varphi_v M_s + \varphi_v M_b$$

Donde M es el máximo momento de vuelco en el centro instantáneo de giro; M_s y M_b son los momentos de encastramiento lateral y de fondo respectivamente que resultan de aplicar el Método de Sulzberger.

4.2.2.2 Zapata de hormigón armado

En el caso de zapatas de hormigón armado es necesario verificar que, para las reacciones últimas, no se superen las tensiones de falla del suelo, descritas en la sección 3.3.

4.2.2.3 Fundaciones indirectas

Cuando se trate de fundaciones indirectas, se aclara que pueden estar compuestas por un único pilote o por varios pilotes vinculados entre sí mediante cabezales, donde la capacidad resistente de los pilotes depende de la capacidad portante de los estratos de suelos que se atraviesen, del tipo de pilote y de la metodología de instalación empleada.

En referencia a la calidad del hormigón, no se permite un tipo menor a H-30 para los prefabricados e hincados y H-21 para los hormigonados “in situ”.

Se define como cuantía mínima de armaduras longitudinales, un 0,5% de la sección del pilote, lo que no cumple con lo exigido por el reglamento CIRSOC 201-2005, que exige como mínimo una cuantía de 1%, por lo que es esta última la considerada. A su vez se limita la separación de estribos a 20cm como máximo.

Cuando se analizan pilotes a tracción, la carga última de arrancamiento, se define como la suma de las resistencias friccionales actuantes sobre la superficie lateral de los pilotes a lo largo de los diferentes estratos atravesados. Pero, respecto a pilotes a compresión, se considera la resistencia de punta si el pilote se apoya sobre una capa resistente de suelo.

En el caso de utilizar fundaciones con un pilote único, se limita el giro del pilote en su extremo superior a 0,01.

Si el cálculo se efectúa para fundaciones compuestas por un cabezal y varios pilotes, cuando se verifica la “capacidad de carga al hundimiento”, no se considera el efecto equilibrante de la subpresión de la napa freática sobre el cabezal y pilotes. Pero en caso de verificar la “capacidad de carga al arrancamiento” si debe tenerse en cuenta.

En tanto, respecto a las consideraciones constructivas, se aplican las especificaciones de calidad y procedimientos establecidos en el Reglamento CIRSOC 201 en vigencia.

4.3 REGLAMENTO CIRSOC 201-2005

4.3.1 Combinación de cargas

El Reglamento CIRSOC 201-2005, art. 9.1.1, requiere que las estructuras y los elementos estructurales deben verificar en cualquier sección:

Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida

$$\phi S_n \geq U \quad (4.3)$$

Donde U es la resistencia requerida, que se obtiene por combinación de los efectos de las cargas mayoradas; S_n la resistencia nominal o teórica obtenida para los valores especificados de resistencia de los materiales; Φ el factor de reducción de la resistencia.

En el art. 9.2.1 del mismo reglamento, se exige, para estados que no incluyan la acción de sismos, el estudio de las siguientes combinaciones de cargas:

$$U = 1,4 (D + F) \quad (4.4)$$

$$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (4.5)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8W) \quad (4.6)$$

$$U = 1,2D + 1,6W + f_1 L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (4.7)$$

$$U = 0,9D + 1,6W + 1,6H \quad (4.8)$$

Donde D son las cargas permanentes o solicitaciones producidas por ellas; F las cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades y presiones bien definidas y alturas máximas controlables; H las cargas debidas al peso y presión lateral del suelo, del agua en el suelo u otros materiales; L son las sobrecargas; L_r las sobrecargas en las cubiertas; f_1 un factor de carga; R las cargas provenientes de la lluvia; S cargas de nieve; T las solicitaciones de coacción y efectos provenientes de la contracción o expansión resultante de las variaciones de temperatura, fluencia lenta de materiales, contracción, cambios de humedad y asentamientos diferenciales; W cargas de viento o las solicitaciones producidas por ellas.

En casos, como el que se presenta en este informe, no es necesario considerar las acciones F, H, R, S y T, por lo que las ecuaciones anteriores se simplifican considerablemente, además de considerar a L y L_r iguales, siendo finalmente las combinaciones de cargas a aplicar:

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,8W \quad (4.9)$$

$$U = 1,2D + 1,0L + 1,6W \quad (4.10)$$

$$U = 0,9D + 1,6W \quad (4.11)$$

4.3.2 Especificaciones por resistencia y durabilidad

Los hormigones que se utilizan en el proyecto estructural deben cumplir ciertas condiciones:

- Requisitos de durabilidad
- Requisitos de resistencia
- Requisitos especiales

Antes de comenzar el proyecto estructural, es necesario identificar el tipo de medio ambiente que permite definir la agresividad a la que va estar sometida cada estructura (Tablas 2.2 y 2.3, CIRSOC 201-05).

Existen requisitos de máxima relación agua/cemento, mínima resistencia específica (Tabla 4.1), contenido mínimo de cemento, contenido mínimo de aire intencionalmente incorporado, de resistencia frente al ataque de sulfatos (Art. 2.2.5.2, CIRSOC 201-05) y otras acciones químicas, etc.

Tabla Nº 4.1 – Requisitos de máxima relación a/c y mínima f_c (CIRSOC 201-05)

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
a) Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Hormigón simple	---	---	---	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) f _{c min} (MPa)										
Hormigón simple	---	---	---	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si
⁽¹⁾ Cuando se use cemento pórtland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podrá reemplazar la razón agua/cemento (a/c), por la razón agua/ material cementicio [a/(c+x)], que tenga en cuenta la suma del cemento pórtland (c) y la cantidad de la adición mineral (x), cuando se trate de puzolanas según norma IRAM 1668:1968 o de escorias según norma IRAM 1667:1990. ⁽²⁾ Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 5.3.. ⁽³⁾ Cuando corresponda se debe proteger a la estructura según 2.2.5.2.c3 ó 2.2.10.3.										

Cuando el medio ambiente es agresivo, y la agresividad se origina por el contenido de sulfatos, el hormigón debe ser elaborado con el tipo de cemento dependiendo de si el grado de ataque es moderado, fuerte o muy fuerte.

En caso de ser moderado, se puede seleccionar:

- Cemento moderadamente resistente a los sulfatos (IRAM 50001:2000-Tabla 4).
- Cemento portland normal (CPN) más una adición mineral activa incorporada en obra.
- Cemento de uso general (IRAM 50000:2000-Tabla 1).

Si el grado de ataque es fuerte, puede ser:

- Cemento altamente resistente a los sulfatos (IRAM 50001:2000-Tabla 4).
- Cemento portland normal (CPN) más una adición mineral activa incorporada en obra.

En caso de tratarse de un ataque muy fuerte:

- Cemento con adiciones altamente resistente a los sulfatos (IRAM 50001:2000-Tabla 3). El contenido de cemento del hormigón será igual o mayor que 380 kg/m³.
- Cemento sin adiciones altamente resistente a los sulfatos (CPN-ARS-IRAM 50001:2000-Tabla 3) utilizado conjuntamente con una adición mineral activa agregada en obra. La adición debe mejorar la resistencia a los sulfatos del cemento. El contenido de material cementicio del hormigón será igual o mayor que 380 kg/m³.
- Cemento altamente resistente a los sulfatos (CPN ARS-IRAM 50001:2000-Tabla 3) y una protección exterior capaz de resistir la agresión. El contenido de cemento del hormigón será igual o mayor que 350 kg/m³.

4.3.3 Cargas axiales

La resistencia de diseño a carga axial, ϕP_n , de elementos comprimidos, debe ser igual o menor que $\phi P_{n, \text{máx}}$. En el caso de elementos no pretensados armados con estribos cerrados, se calcula de la siguiente forma:

$$\phi P_{n, \text{máx}} = 0,80\phi [0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (4.12)$$

Donde f'_c es la resistencia característica del hormigón utilizado; A_g es la sección bruta del pilote; A_{st} el área de armadura longitudinal; f_y la tensión del fluencia del acero; ϕ el coeficiente de reducción correspondiente.

El área de armadura longitudinal, se limita a un mínimo de un 1% de A_g y un máximo de 8% de A_g .

Es posible calcular la armadura necesaria a través de la expresión:

$$A_{st} = \frac{\frac{P_d}{0,80\phi} - 0,85f'_c A_g}{f_y - 0,85f'_c} \quad (4.13)$$

Donde si $A_{st} > 0$ se considera la armadura de cálculo, pero si $A_{st} < 0$ entonces debe considerarse la armadura mínima.

Cuando se analizan elementos solicitados a tracción, como en el caso de los pilotes traccionados, para el cálculo de la resistencia máxima axial, no debe considerarse la colaboración del hormigón, sino solo la resistencia de la armadura longitudinal sometida a esfuerzos de tracción.

4.3.4 Flexión compuesta

En el caso de elementos de hormigón armado sometidos a solicitaciones combinadas de esfuerzos axiales y flexión, para el cálculo de armaduras y la verificación de las secciones, se llega a una solución empleando diagramas de interacción de resistencia que definen la carga y el momento de falla para una determinada sección de hormigón armado en el intervalo completo de excentricidades.

Estos diagramas de interacción se encuentran en función del tipo de sección (rectangular, circular), la resistencia característica del hormigón, la fluencia del acero de las armaduras empleadas y la distancia entre barras en la altura de la sección.

4.3.5 Corte

El diseño de las secciones transversales sometidas a esfuerzos de corte se basa en la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4.14)$$

Donde V_n es la resistencia nominal al corte; V_u es el esfuerzo de corte mayorado.

$$V_n = V_s + V_c \quad (4.15)$$

Donde V_c es la resistencia al corte provista por el hormigón; V_s la resistencia nominal al corte proporcionada por la armadura correspondiente.

En el caso de elementos sometidos únicamente a flexión y corte, la resistencia al corte del hormigón es:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (4.16)$$

Donde b_w es el ancho de la sección y d la altura útil de la misma.

En el caso de elementos sometidos a una tracción significativa, la armadura de corte debe dimensionarse para que resista el corte total.

A su vez, la separación máxima s de la armadura de corte, se limita a:

- $d/2$
- 400mm

Igualmente se define una armadura de corte mínima:

$$A_{v_{min}} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4.17)$$

Cuando el esfuerzo mayorado V_u sea mayor a la resistencia al corte provisto por el hormigón, la resistencia nominal al corte V_s se calcula como:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (4.18)$$

Donde en el caso de estribos circulares, A_v debe ser igual a dos veces el área de la barra que constituye la espiral.

CAPÍTULO 5: INFORMACIÓN DISPONIBLE

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realiza un análisis sobre la información disponible para obtener las cargas de servicio necesarias para las verificaciones geotécnicas y las cargas últimas para el análisis estructural correspondiente de las distintas fundaciones.

También se analizan los estudios de suelos, donde se muestran los condicionantes y los parámetros de diseño de cada uno de los sondeos y piquetes realizados.

5.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Respecto al diseño, cálculo y verificación de los elementos de las diferentes torres, el mismo estuvo a cargo de un especialista en ingeniería estructural. El especialista confeccionó memorias de cálculo de las cuales es posible extraer las reacciones generadas sobre la fundación, para así obtener las cargas actuantes sobre ellas.

5.2.1 Estructuras de Suspensión

En referencia a las estructuras de suspensión como premisas de cálculo, se tiene una separación de 1,2m entre las patas de la torre metálica.

En la Fig.5.1, se muestra un esquema de los nodos de apoyo de las torres de suspensión, donde la dirección “y” es la dirección de la línea y la dirección “x” normal a la misma, mientras que “z” corresponde a la vertical.

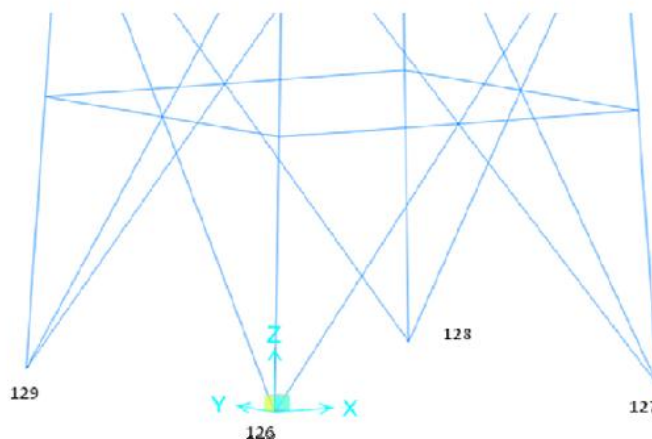


Figura N° 5.1 – Esquema de nodos de apoyo en torres de suspensión

Las acciones que fueron consideradas sobre la estructura son:

- Peso propio de la estructura y conductores, con sus derivaciones, aisladores y graperías.
- Tiro de los conductores.

- Viento sobre la estructura.

La determinación de la acción del viento se basó en los requerimientos de la norma AEA 95301 en su sección 10.

Para el diseño fueron considerados un total de 13 hipótesis de cargas:

- CSa: Carga de servicio. Viento máximo normal a la traza de la línea.
- CSc: Carga de servicio. Viento máximo a 45° respecto a la traza de la línea.
- CSc1: Carga de servicio. Viento máximo a 25° respecto a la traza de la línea.
- CSc2: Carga de servicio. Viento máximo a 65° respecto a la traza de la línea.
- CM: Carga de mantenimiento, considerando cargas verticales permanentes con un factor de carga de '2,5', sobrecarga adicional de montaje y sin viento.
- Cf1 a Cf8: Hipótesis de contención de fallas. Para cada una se considera que un conductor se corta y se analiza el tiro máximo entre:
 - El 50% del tiro con viento máximo o el 70% del tiro con viento de velocidad media para los conductores de fase.
 - El 65% del tiro con viento máximo o el 100% del tiro con viento de velocidad media para los conductores de fase.

Donde finalmente se informa sobre las reacciones generadas sobre cada uno de los apoyos de la estructura metálica como se muestra en la tabla 5.1:

Tabla N° 5.1 – Torre de suspensión: Reacciones de apoyo

	Hipótesis					BLOQUE	
	CSa	CSc	CM	CSc1	CSc2		
295	-3457.0	-2044.0	29.4	-2392.0	-1586.0	BLOQUE 1 NODO 126	X
296	0.0	0.0	0.0	0.0	Y		
297	-64978.0	-25436.0	2802.0	-36149.0	-17246.0		Z
298	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	BLOQUE 2 NODO 127	X
299	-820.3	-1478.0	-40.9	-1646.0	-995.7		Y
300	67772.0	56623.0	3167.0	66349.0	40125.0		Z
301	-3480.0	-2067.0	-26.8	-2416.0	-1610.0	BLOQUE 3 NODO 128	X
302	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		Y
303	67618.0	28076.0	3011.0	38789.0	19886.0		Z
304	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	BLOQUE 4 NODO 129	X
305	-790.0	-1446.0	38.4	-1615.0	-964.5		Y
306	-65033.0	-53883.0	2958.0	-63610.0	-37386.0		Z

	Hipótesis							
	Cf1	Cf2	Cf3	Cf5	Cf7	Cf4	Cf8	Cf6
295	29.4	-627.6	907.7	-2157.0	-2196.0	-2216.0	2691.0	2651.0
296	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
297	2802.0	13616.0	13117.0	22069.0	18838.0	15806.0	22424.0	19143.0
298	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
299	-40.9	310.2	-1191.0	1542.0	1504.0	1484.0	-3248.0	-3289.0
300	3167.0	13846.0	13137.0	22511.0	19260.0	15810.0	22128.0	18959.0
301	-26.8	929.1	-620.8	2666.0	2626.0	2567.0	-2182.0	-2221.0
302	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
303	3011.0	-11084.0	-10375.0	-19754.0	-16499.0	-13044.0	-19490.0	-16201.0
304	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
305	38.4	-1220.0	326.1	-3217.0	-3257.0	-3316.0	1574.0	1535.0
306	2958.0	-10999.0	-10499.0	-19445.0	-16219.0	-13192.0	-19747.0	-16521.0

Para las verificaciones geotécnicas se consideran los máximos esfuerzos resultantes según la hipótesis CSa.

Cargas de servicio:

Fuerza Normal: $N = 53,79kN$

Fuerza Horizontal según x: $R_x = 69,37kN$

Fuerza Horizontal según y: $R_y = 16,10kN$

Resultante de cargas horizontales: $R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2} = 71,21kN$

Además el punto de aplicación de la resultante de cargas horizontales se encuentra a una altura de 22,96m desde el nivel de terreno natural. Generando un momento en la base de la estructura de:

Momento para fundaciones superficiales: $M = 71,21kN \cdot 22,96m = 1634,98kNm$

Cuando se calculan fundaciones profundas, se debe colocar en todos los casos un cabezal de 1m de altura para evitar el contacto directo de la estructura reticulada con el suelo, por lo que el momento actuante sobre este tipo de fundaciones es diferente al actuante en fundaciones superficiales.

Momento para fundaciones profundas: $M = 71,21kN \cdot (22,96m + 1m) = 1706,19kNm$

Para el análisis estructural de la fundación, se aplican las combinaciones de carga (Reglamento CIRSOC 201-2005 art.9.2.1):

$$U = 1,2D + 1,6W \quad (5.1)$$

$$U = 0,9D + 1,6W \quad (5.2)$$

Cargas últimas:

Fuerza Normal: $N = 64,55kN$

Fuerza Horizontal según x: $R_x = 111kN$

Fuerza Horizontal según y: $R_y = 25,76kN$

Resultante de cargas horizontales: $R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2} = 113,94kN$

Momento para fundaciones superficiales: $M = 113,94kN \cdot 22,96m = 2615,59kNm$

Momento para fundaciones profundas: $M = 113,94kN \cdot (22,96m + 1m) = 2730kNm$

5.2.2 Estructuras Especiales

En estas estructuras metálicas reticuladas con perfiles de acero de tipo L de alas iguales, se tiene como premisa una separación entre patas de 5m.

En la Fig.5.2, se muestra un esquema de los nodos de apoyo de las estructuras especiales, donde, al igual que en las torres de suspensión, la dirección “y” es la dirección de la línea y la dirección “x” normal a la misma, mientras que “z” corresponde a la vertical.

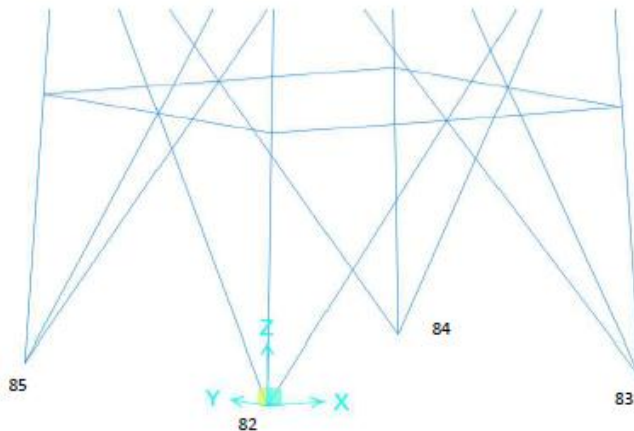


Figura N° 5.2 – Esquema de nodos de apoyo en estructuras especiales

Para el diseño de cada una de ellas, incluidas las estructuras terminales y las de transposición, que son similares a las de retención de hasta 5°, pero con crucetas especiales, se consideran 13 hipótesis de cargas:

- **CSa:** Carga de servicio. Viento máximo normal a la traza de la línea.
- **CSc:** Carga de servicio. Viento máximo a 45° respecto a la traza de la línea.
- **CSd:** Carga adicional por hielo. No aplica a esta ubicación geográfica y a las condiciones del pliego de especificaciones técnicas.
- **CSe:** Carga de servicio. Peso propio y cargas verticales permanentes. Tracciones de todos los conductores en el estado de temperatura mínima.
- **CMa:** Carga de mantenimiento. Cargas verticales permanentes con un factor de carga de '2,5', sobrecarga adicional de montaje y sin viento. Incluye también el resultante de las tracciones de los conductores con temperatura mínima.
- **CMb:** Carga de mantenimiento. Cargas verticales permanentes con un factor de carga de '2,5', sobrecarga adicional de montaje y sin viento. Incluye también el resultante de las tracciones de los conductores con temperatura media anual y un factor de '1,5'.

- Cf1 a Cf8: Hipótesis de contención de fallas. Donde para cada una de ellas se considera el tiro unilateral de un conductor aplicado en la posición que corresponda, puntos de sujeción de fase o cable de guardia.
- Cfc: 2/3 de los tiros unilaterales máximos. Sin viento.

Se considera que existen una excentricidad constructiva entre el punto de aplicación de la carga normal y el eje de la fundación de 0,24m en todas las estructuras especiales debido al ángulo de ingreso del stub de la torre al pilote de hormigón. También a este momento generado, se le debe adicionar un 5% del producto entre el esfuerzo normal y el diámetro del pilote. Mientras que a los esfuerzos horizontales, se les adiciona un 1,5% del esfuerzo normal.

Las reacciones generadas en la base para cada una de las estructuras son los presentados en las tablas 5.2 a 5.6.

5.2.2.1 Estructuras de retención angular hasta 5°

Tabla N° 5.2 – Torre RA5°: Reacciones de apoyo

Barra	Hipótesis					BLOQUE	NODO	X Y Z
	CSa	CSc	CMa	CMb	Cfc			
248	-4630.56	-2379.96	281.56	7492.32	7079.16	BLOQUE 1	NODO 82	X
249	3966.60	1092.17	-223.48	-7213.80	-6745.20			Y
250	-29689.44	-13165.68	1861.20	56543.52	53394.00			Z
251	-5355.24	-5281.32	-1233.28	-7987.32	-7546.44	BLOQUE 2	NODO 83	X
252	-4671.48	-5398.80	-1219.55	-7923.96	-7476.48			Y
253	35105.40	35530.44	9311.28	61170.12	57992.88			Z
254	-5356.56	-3105.96	-1239.88	5874.00	6231.72	BLOQUE 3	NODO 84	X
255	4674.12	1800.48	1226.28	-5850.24	-6147.24			Y
256	35122.56	18598.80	9364.08	-45282.60	-47916.00			Z
257	-4633.20	-4560.60	274.96	-6574.92	-6947.16	BLOQUE 4	NODO 85	X
258	-3969.24	-4695.24	216.74	-6400.68	-6663.36			Y
259	-29707.92	-30134.28	1809.72	-50084.76	-52640.28			Z

Barra	Hipótesis							
	Cf1	Cf2	Cf3	Cf4	Cf5	Cf6	Cf7	Cf8
248	145.07	1031.45	441.80	2027.52	144.67	1710.72	-178.86	1461.24
249	-246.71	-125.10	-1636.80	-235.36	-1634.16	-213.31	-1578.72	-243.94
250	2166.12	5390.88	8781.96	9382.56	6675.24	7170.24	4280.76	5243.04
251	-2247.96	-2150.28	-3666.96	-2086.92	-3350.16	-1789.92	-3082.20	-1485.00
252	-1683.00	-2385.24	-1937.76	-3348.84	-1940.40	-3372.60	-1965.48	-3372.60
253	15653.88	18274.08	22158.84	21558.24	20126.04	19631.04	18381.00	17418.72
254	-192.32	-265.98	1301.26	-283.93	985.12	-581.20	734.84	-904.60
255	807.31	73.00	472.43	-929.41	494.47	-926.11	463.85	-870.80
256	3128.40	247.37	-3949.44	-3348.84	-1737.12	-1242.38	190.48	1151.44
257	-1139.42	-1998.48	-1366.20	-2946.24	-1069.46	-2629.44	-764.15	-2361.48
258	-1329.24	-1169.39	-2646.60	-1235.39	-2669.04	-1237.50	-2669.04	-1261.92
259	-10119.12	-13082.52	-16162.08	-16762.68	-14234.88	-14729.88	-12022.56	-12983.52

Para las verificaciones geotécnicas se consideran el máximo esfuerzo normal de compresión y esfuerzo horizontal, según la hipótesis CMb, mientras que respecto al esfuerzo normal de tracción, se considera según la hipótesis Cfc.

Cargas de servicio:

Compresión: 611,70kN

Tracción: 526,40kN

Fuerza Horizontal: 112,51kN

Momento: 182,04kNm

Para el análisis estructural de la fundación, se aplica la combinación de carga:

$$U = 1,2D + 1,6L$$

Cargas últimas:

Compresión: 1001,07kN

Tracción: 885,57kN

Fuerza Horizontal: 194,70kN

Momento: 280,30kNm

5.2.2.2 Estructuras de Transposición

Tabla N° 5.3 – Torre de Transposición: Reacciones de apoyo

Nodo	Hipótesis					BLOQUE	NODO	
	CSa	CSc	CMa	CMb	Cfc			
248	-4651.68	-2389.20	302.41	7514.76	0.00	BLOQUE 1	NODO 82	X
249	3925.68	1059.83	-264.66	-7253.40	0.00			Y
250	-29565.36	-13037.64	2209.68	56890.68	0.00			Z
251	-5392.20	-5310.36	-1262.45	-8013.72	0.00	BLOQUE 2	NODO 83	X
252	-4641.12	-5376.36	-1204.63	-7909.44	0.00			Y
253	35112.00	35534.40	9323.16	61174.08	0.00			Z
254	-5328.84	-3087.48	-1236.71	5874.00	0.00	BLOQUE 3	NODO 84	X
255	4696.56	1813.68	1220.87	-5856.84	0.00			Y
256	35057.88	18538.08	9216.24	-45423.84	0.00			Z
257	-4602.84	-4539.48	280.24	-6572.28	0.00	BLOQUE 4	NODO 85	X
258	-3981.12	-4699.20	248.42	-6367.68	0.00			Y
259	-29616.84	-30047.16	1993.20	-49899.96	0.00			Z

Nodo	Hipótesis							
	Cf3	Cf3u						
248	448.54	-1355.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
249	-1652.64	2625.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
250	8899.44	-16035.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
251	-3680.16	1286.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
252	-1932.48	-470.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
253	22182.60	-3930.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
254	1303.90	-3668.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
255	476.78	1948.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
256	-3978.48	22137.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
257	-1362.24	446.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
258	-2640.00	1647.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
259	-16115.88	8816.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Para las verificaciones geotécnicas se consideran los máximos esfuerzos resultantes según la hipótesis C Mb.

Cargas de servicio:

Compresión: 611,74kN

Tracción: 499 kN

Fuerza horizontal: 112,60kN

Momento: 182,05kNm

Para el análisis estructural de la fundación, se aplica la combinación de carga:

$$U = 1,2D + 1,6L$$

Cargas últimas:

Compresión: 1001,53kN

Tracción: 889,36kN

Fuerza horizontal: 194,84kN

Momento: 280,43kNm

5.2.2.3 Estructuras de retención angular hasta 30°

Tabla N° 5.4 – Torre RA30°: Reacciones de apoyo

Nodo	Hipótesis						
	CSa	CSc	CMA	CMB	Cfc		
248	-9090.84	-6767.64	-2059.20	5810.64	5418.60	BLOQUE 1 NODO 82	X
249	8572.08	5596.80	2204.40	-5480.64	-5026.56		Y
250	-64149.36	-47200.56	-16303.32	43499.28	40438.20	BLOQUE 2 NODO 83	Z
251	-9867.00	-9843.24	-3626.04	-9255.84	-8800.44		X
252	-9332.40	-10173.24	-3701.28	-9254.52	-8803.08	BLOQUE 3 NODO 84	Y
253	69973.20	70920.96	27886.32	71066.16	67854.60		Z
254	-9869.64	-7546.44	-3632.64	4142.16	4522.32	BLOQUE 4 NODO 85	X
255	9335.04	6358.44	3707.88	-4060.32	-4369.20		Y
256	69991.68	53042.88	27937.80	-31831.80	-34552.32		Z
257	-9093.48	-9069.72	-2065.80	-7788.00	-8144.40		X
258	-8574.72	-9416.88	-2211.00	-7679.76	-7939.80		Y
259	-64167.84	-65115.60	-16354.80	-59568.96	-62091.48		Z

Nodo	Hipótesis							
	Cf1	Cf2	Cf3	Cf4	Cf5	Cf6	Cf7	Cf8
248	-4084.08	-3165.36	-3618.12	-2085.60	-3905.88	-2391.84	-4222.68	-2629.44
249	4148.76	4181.76	2614.92	3970.56	2680.92	4053.72	2793.12	4086.72
250	-30734.88	-26988.72	-22913.88	-22334.40	-25400.76	-24922.92	-28168.80	-27228.96
251	-6474.60	-6317.52	-7669.20	-6140.64	-7362.96	-5854.20	-7100.28	-5561.16
252	-6091.80	-6685.80	-6148.56	-7513.44	-6213.24	-7597.92	-6301.68	-7656.00
253	48550.92	50455.68	53417.76	52838.28	51901.08	51424.56	50668.20	49727.04
254	-4488.00	-4497.24	-2864.40	-4398.24	-3170.64	-4684.68	-3408.24	-5001.48
255	5245.68	4451.04	4732.20	3376.56	4815.36	3442.56	4849.68	3554.76
256	36442.56	33029.04	28176.72	28757.52	30765.24	31243.08	33071.28	34012.44
257	-5326.20	-6094.44	-5367.12	-6894.36	-5080.68	-6588.12	-4787.64	-6326.76
258	-5672.04	-5433.12	-6755.76	-5392.20	-6841.56	-5456.88	-6898.32	-5545.32
259	-42610.92	-44848.32	-47032.92	-47613.72	-45619.20	-46095.72	-43921.68	-44862.84

Para las verificaciones geotécnicas de las diferentes propuestas de fundaciones que se expresan a continuación, se consideran el máximo esfuerzo de compresión según la hipótesis CMb, mientras que los esfuerzos máximos de tracción y esfuerzo horizontal corresponden a la hipótesis CSc.

Cargas de servicio:

Compresión: 710,66kN

Tracción: 651,16kN

Fuerza horizontal: 141,56kN

Momento: 185,63kNm

Para el análisis estructural de la fundación, se aplican las combinaciones de carga:

$$U = 1,2D + 1,6W \quad (5.3)$$

$$U = 0,9D + 1,6W \quad (5.4)$$

Cargas últimas:

Compresión: 1160,22kN

Tracción: 1088,44kN

Fuerza horizontal: 209,44kN

Momento: 324,86kNm

5.2.2.4 Estructuras de retención angular hasta 90°

Tabla N° 5.5 – Torre RA90°: Reacciones de apoyo

Barra	Hipótesis					BLOQUE	NODO	X Y Z
	CSa	CSc	CMa	C Mb	Cfc			
248	-18291.24	-15867.72	-6883.80	1060.22	692.87	BLOQUE 1	NODO 82	X
249	18109.08	14955.60	7225.68	-616.84	-204.86			Y
250	-135550.80	-117931.44	-53900.88	6531.36	3673.56			Z
251	-19281.24	-19310.28	-8657.88	-10657.68	-10154.76	BLOQUE 2	NODO 83	X
252	-19080.60	-20082.48	-8910.00	-10808.16	-10338.24			Y
253	142982.40	144480.80	66916.08	82253.16	78796.08			Z
254	-19285.20	-16868.28	-8671.08	-857.87	-408.28	BLOQUE 3	NODO 84	X
255	19084.56	15935.04	8923.20	1059.43	685.21			Y
256	143008.80	125427.72	67020.36	6996.00	3858.36			Z
257	-18296.52	-18320.28	-6897.00	-8925.84	-9263.76	BLOQUE 4	NODO 85	X
258	-18113.04	-19110.96	-7238.88	-9015.60	-9276.96			Y
259	-135590.40	-137029.20	-54005.16	-68987.16	-71406.72			Z

Barra	Hipótesis							
	Cf1	Cf2	Cf3	Cf4	Cf5	Cf6	Cf7	Cf8
248	-12984.84	-12107.04	-12343.32	-10924.32	-12550.56	-11151.36	-12810.60	-11288.64
249	13386.12	13256.76	11692.56	12957.12	11889.24	13172.28	12142.68	13321.44
250	-100133.88	-95859.72	-91043.04	-90534.84	-93919.32	-93518.04	-97173.12	-96123.72
251	-15162.84	-14843.40	-15735.72	-14319.36	-15507.36	-14113.44	-15327.84	-13894.32
252	-15228.84	-15510.00	-14699.52	-15970.68	-14893.56	-16187.16	-15123.24	-16360.08
253	116371.20	116239.20	116567.88	116059.68	116515.08	116113.80	116839.80	115790.40
254	-13665.96	-13578.84	-11924.88	-13343.88	-12151.92	-13551.12	-12289.20	-13811.16
255	14653.32	13815.12	13937.88	12673.32	14151.72	12868.68	14300.88	13123.44
256	107520.60	103518.36	98031.12	98539.32	101014.32	101416.92	103620.00	104670.72
257	-13852.08	-14322.00	-13329.36	-14744.40	-13122.12	-14516.04	-12903.00	-14336.52
258	-14545.08	-14114.76	-14999.16	-13729.32	-15216.96	-13922.04	-15388.56	-14153.04
259	-108836.64	-108976.56	-108636.00	-109144.20	-108688.80	-109091.40	-108365.40	-109414.80

Para las verificaciones geotécnicas de las diferentes propuestas de fundaciones que se expresan a continuación, se consideran los máximos esfuerzos según la hipótesis de carga CSc.

Cargas de servicio:

Compresión: 1444,61kN

Tracción: 1370,29kN

Fuerza horizontal: 278,60kN

Momento: 350,29kNm

Para el análisis estructural se aplican las mismas combinaciones de carga que en las torres RA30°.

Cargas últimas:

Compresión: 2326,30kN

Tracción: 2252,18kN

Fuerza horizontal: 411,09kN

Momento: 697,89kNm

5.2.2.5 Estructura terminal

Tabla N° 5.6 – Torre Terminal: Reacciones de apoyo

Barra	Hipótesis				BLOQUE	NODO	
	CSaT	CMT					
248	7840.16	7949.04			BLOQUE 1	NODO 82	X
249	-8057.28	-7850.72					Y
250	64644.36	59885.76					Z
251	-14236.20	-7823.64			BLOQUE 2	NODO 83	X
252	-13197.36	-7749.72					Y
253	101807.64	59821.08					Z
254	6444.24	6040.32			BLOQUE 3	NODO 84	X
255	-7283.76	-8041.64					Y
256	-57194.28	-46646.16					Z
257	-13474.56	-6165.72			BLOQUE 4	NODO 85	X
258	-12050.28	-5963.76					Y
259	-94575.36	-46860.00					Z

Barra	Hipótesis							
	Cf1	Cf2	Cf3	Cf4	Cf5	Cf6	Cf7	Cf8
248	10431.96	9476.28	10327.68	8319.96	10620.72	8642.04	10961.28	3715.80
249	-9707.28	-9926.40	-8132.52	-9999.00	-8119.32	-10012.20	-8202.48	-8879.64
250	77074.80	74003.16	70365.24	70198.92	72362.40	72345.24	74849.28	49992.36
251	-9762.72	-9925.08	-8104.80	-10107.24	-8428.20	-10396.96	-8665.80	-9563.40
252	-10311.84	-9507.96	-10194.36	-8318.64	-10208.88	-8302.80	-10186.44	-3512.52
253	76890.00	74074.44	70118.40	70284.72	72264.72	72281.88	73921.32	50983.68
254	8792.52	8961.48	7178.16	9185.88	7498.92	9478.92	7722.00	8799.12
255	-9348.24	-8570.76	-9201.72	-7492.32	-9216.24	-7479.12	-9137.04	-3008.28
256	-69540.24	-66896.28	-62611.56	-63889.32	-64757.88	-65895.16	-66415.80	-46539.24
257	-9461.76	-8512.68	-9401.04	-7398.60	-9692.76	-7720.68	-10017.48	-2951.52
258	-8766.12	-8974.68	-7304.88	-9024.84	-7289.04	-9040.68	-7308.84	-7925.28
259	-69884.76	-66724.68	-64029.24	-62752.80	-66026.40	-64899.12	-68511.96	-42276.96

Para las verificaciones geotécnicas de las diferentes propuestas de fundaciones que se expresan a continuación, se consideran los máximos esfuerzos según la hipótesis de carga CSaT.

Cargas de servicio:

Compresión: 1018,08kN

Tracción: 945,75kN

Fuerza horizontal: 194,12kN

Momento: 239,46kNm

Para el análisis estructural de la fundación, se aplican las mismas combinaciones de carga que en las torres de RA30° y RA90°

Cargas últimas:

Compresión: 1643,60kN

Tracción: 1571,94kN

Fuerza horizontal: 286,16kN

Momento: 476,65kNm

5.2.3 Resumen de esfuerzos sobre cada estructura

En las tablas 5.7 y 5.8 se presentan, para cada estructura, las cargas máximas y de diseño respectivamente.

Tabla N° 5.7 – Cargas de servicio para cada estructura

Tipo de torre	Fuerzas máximas				Hipótesis dominante
	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Horizontal [kN]	Momento [kNm]	
Suspensión	-53,79	-	71,21	1634,98	CSa
RA5°	-611,70	526,40	112,51	182,04	CMb
Transposición	-611,74	499,00	112,60	182,05	CMb
RA30°	-710,66	651,16	141,56	198,99	CMb,CSc
RA90°	-1444,61	1370,29	278,60	433,38	CSc
Terminal	-1018,08	945,75	194,12	295,24	CSaT

Tabla N° 5.8 – cargas últimas para cada estructura

Tipo de torre	Fuerzas de diseño			
	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Horizontal [kN]	Momento [kNm]
Suspensión	-64,55	-	113,94	2615,59
RA5°	-1001,07	885,57	194,70	280,30
Transposición	-1001,53	889,36	194,84	280,43
RA30°	-1160,22	1088,44	209,44	324,86
RA90°	-2326,30	2252,18	411,09	697,89
Terminal	-1643,60	1571,94	286,16	476,65

5.3 ESTUDIO DE SUELO

El objeto del estudio de suelo es poder determinar los parámetros de diseño de las fundaciones de las estructuras para la LAT 2x132kV ET Vivoratá – Apertura a Balcarce.

Los estudios de suelos fueron realizados por la empresa Gómez y Asociados. Se realizaron dos campañas geotécnicas una con fecha de Junio de 2015 y otra con fecha de Marzo de 2016.

En el primer estudio desarrollado se expresa que se realizaron 10 perforaciones de 3” de diámetro, donde 8 de ellas alcanzan los 6m de profundidad, mientras que las restantes llegaron hasta los 12m. Para cada sondeo se delimitaron los estratos que componen el perfil de suelo y sus características, complementado posteriormente en el laboratorio de suelos para la correspondiente clasificación según el Sistema Único de Clasificación de Suelos (SUCS).

A cada metro de avance se realizó el ensayo de penetración normalizado (SPT), con un equipo estándar de 4900kgcm de energía mecánica, mediante una maza de 65kg. y recorrido de 75,4cm. Como se ejecutó con caída libre, la energía correspondiente era del 75% de la nominal, por lo que el valor obtenido del número de golpes es N_{75} .

Con el ensayo SPT se recuperaron muestras de suelos con un sacamuestras estándar de 2” de diámetro con tubos interiores de pvc de 35mm de diámetro interior.

Se extrajeron también muestras de agua de la napa para ensayos químicos relacionados con el grado de agresividad al hormigón

En cuanto a los resultados obtenidos sobre los parámetros buscados, se presentan algunos condicionantes a tener en cuenta, como ser:

- Los parámetros efectivos de carga de tapada se consideran como sumergidos.
- Las resistencias definidas en el estudio de suelo son últimas o de rotura con un coeficiente de seguridad igual a 2.
- Para la aplicación del método de Sulzberger, la rotación máxima permitida es de 0,01 para $tg\alpha$, correspondiente al ángulo de volcamiento.

- Los cálculos de resistencia se efectúan asumiendo el nivel de napa freática a 0,00m.
- En referencia a la resistencia por fricción a tracción de pilotes para fundaciones profundas, se adopta el 85% del valor admisible de compresión.

En la tabla 5.9 se muestran las coordenadas de ubicación de cada uno de los sondeos.

Tabla N° 5.9 – Coordenadas de ubicación de sondeos y piquetes

		Latitud	Longitud
Primer Estudio de suelos	S01	37°41'47,06" S	57°43'48,61" O
	S02	37°43'03,34" S	57°45'27,68" O
	S03	37°44'18,56" S	57°46'59,01" O
	S04	37°45'33,61" S	57°48'30,18" O
	S05	37°46'50,64" S	57°49'59,15" O
	S06	37°47'58,90" S	57°51'26,30" O
	S07	37°49'09,50" S	57°52'52,00" O
	S08	37°50'19,80" S	57°54'17,70" O
	S09	37°51'32,00" S	57°55'45,30" O
	S10	37°51'57,50" S	57°56'16,10" O
Segundo Estudio de suelos	SP02	37°41'53,70" S	57°43'47,80" O
	SP18	37°43'23,40" S	57°45'55,40" O
	SP31	37°44'47,70" S	57°47'34,30" O
	SP45	37°46'16,90" S	57°49'22,40" O
	SP66	37°48'30,40" S	57°52'03,20" O
	SP79	37°49'53,80" S	57°53'44,50" O
	SP92	37°51'14,70" S	57°55'22,50" O
	SP99	37°51'58,20" S	57°56'15,50" O

En la figura 5.3 se muestra la localización de los sondeos.

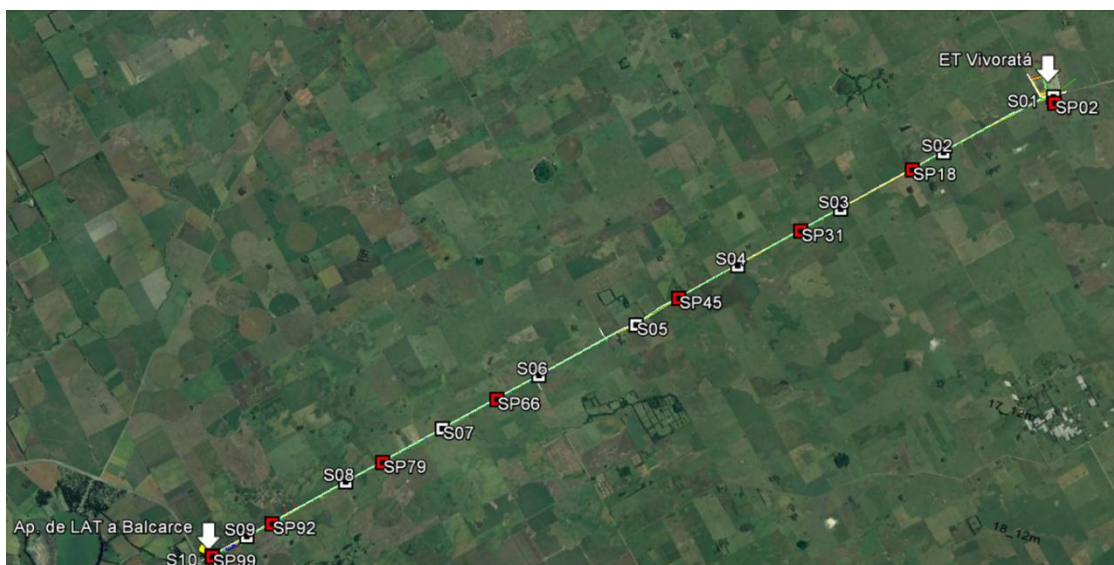


Figura N° 5.3 – Localización de sondeos y piquetes

En el anexo I se incorpora el informe completo de ambos estudios.

Los parámetros de diseño a considerar, como se muestra en la tabla 5.10, para el cálculo de fundaciones superficiales definidas en el primer estudio de suelo son:

Tabla N° 5.10 - Parámetros de diseño para fundaciones superficiales respecto a cada sondeo

Sondeo	C _t - C _b [kg/cm ³]	P _{adm} [kg/cm ²]	Peso Unitario [tn/m ³]	Angulo de talud β [°]
1	6-10	3,7	1,90	10
2	6-10	3,7	1,85	10
3	6-10	3,7	1,90	10
4	6-10	3,7	1,90	10
6	6-10	3,7	1,90	10
7	4-7	3,0	1,85	8
8	6-10	3,7	1,95	10
9	4-7	3,0	1,85	8

En las tablas 5.11 y 5.12 se presentan los parámetros de cálculo para fundaciones de transmisión indirecta de cargas.

Tabla N° 5.11 - Parámetros de diseño para fundaciones profundas del primer estudio de suelos

Sondeo	Profundidad [m]	Peso específico sumergido [kN/m ³]	Ángulo de fricción interna [°]	Resistencia de punta admisible [kPa] FS=2	Resist. Friccional admisible a compresión [kPa] FS=2	Resist. Friccional admisible a tracción [kPa] FS=2	Coefficiente de balasto horizontal η _h [kN/m ³]
1	0,00-1,10	7,8	36		2,8	2,52	32000
	1,10-6,00	8,3	39	L>=5m-1650	14,9	13,41	45000
2	0,00-1,20	8,4	39		3,3	2,97	40000
	1,20-2,30	6,6	36		8	7,2	30000
	2,30-6,00	8,2	40	L>=5m-1550	16,1	14,49	44000
3	0,00-1,30	6,6	38		2,8	2,52	40000
	1,30-2,10	6,7	31		6,6	5,94	14000
	2,10-4,20	7,4	38		11,4	10,26	35000
	4,20-6,00	7,8	37	L>=5m-1350	17,1	15,39	30000
4	0,00-1,20	6,7	35		2,6	2,34	25000
	1,20-2,10	6,9	33		6,5	5,85	15000
	2,10-4,30	7,9	38		12,1	10,89	37000
	4,30-6,00	7,2	36	L>=5m-1000	17,6	15,84	30000
5	0,00-1,10	7,7	31		2,8	2,52	14000
	1,10-3,20	7,9	35		9,5	8,55	26000
	3,20-8,30	8	39	L>=6m-1700	20,5	18,45	45000
	8,30-9,10	7,8	32		26,5	23,85	26000
	9,10-12,00	7,4	39		28,9	26,01	45000
6	0,00-2,10	8,3	34		5,4	4,86	26000
	2,10-6,00	8,7	39	L>=5m-1350	17,1	15,39	43000
7	0,00-1,20	7,3	31		3,1	2,79	14000
	1,20-2,10	7	29		8	7,2	9000
	2,10-3,10	8,1	30		11,4	10,26	13000
	3,10-6,00	9,5	38	L>=5m-1350	18,7	16,83	40000
8	0,00-1,10	7,6	31		2,7	2,43	14000
	1,10-5,20	8,1	37		13,2	11,88	31000
	5,20-6,00	8,4	38	L>=5m-1550	20,5	18,45	40000
9	0,00-1,10	7,8	30		2,8	2,52	9000
	1,10-2,10	7,2	28		7,2	6,48	8000
	2,10-6,00	7,7	39	L>=5m-1550	15,3	13,77	35000
10	0,00-2,20	8,4	33		5,7	5,13	20000
	2,20-6,00	8	38		16,7	15,03	35000
	6,00-12,00	7,9	40	L>=6m-1700	27,5	24,75	45000

Debido a la escasa información provista para profundidades superiores a 6m, ya que sólo fueron realizadas hasta los 12m de profundidad los sondeos 5 y 10, a pedido de los proyectistas, luego del proceso de predimensionado de fundaciones para las estructuras especiales, se realizó un nuevo estudio de suelo con nuevas perforaciones con una profundidad máxima de 20m y mínima de 13m. Las coordenadas y la localización de estos nuevos piquetes se observan en la tabla 5.9 y la figura 5.3 respectivamente.

Tabla N° 5.12 – Parámetros de diseño para fundaciones profundas según los piquetes del segundo estudio de suelos

Piquete	Profundidad [m]	Peso específico sumergido [kN/m ³]	Ángulo de fricción interna [°]	Resistencia de punta admisible [kPa] FS=2	Resist. Friccional admisible a compresión [kPa] FS=2	Resist. Friccional admisible a tracción [kPa] FS=2	Coefficiente de balasto horizontal η_h [kN/m ³]
2	0,00-1,10	7,6	33		5	4,5	12000
	1,10-6,20	8	35		13	11,7	30000
	6,20-14,30	7,6	39	L>=12m-1800	31	27,9	44000
	14,30-25,00	7,8	40		31	27,9	50000
18	0,00-1,30	7,7	34		3	2,7	20000
	1,30-2,20	8,7	30		7	6,3	12000
	2,20-3,30	9,2	34		11	9,9	25000
	3,30-10,20	8,1	38		20	18	38000
	10,20-11,10	7,8	36	L=9/10m-1700	21	18,9	35000
	11,10-15,00	7,2	41	L>=11m-2000	26	23,4	47000
31	0,00-1,10	7,5	29		2	1,8	9000
	1,10-2,20	8,6	30		6	5,4	13000
	2,20-6,30	8,6	33		16	14,4	22000
	6,30-8,20	7,1	40	L=8m-1700	23	20,7	47000
	8,20-15,00	7,6	36	L>=10m-1100	26	23,4	35000
45	0,00-1,10	7,2	34		2	1,8	19000
	1,10-2,20	8,2	32		6	5,4	12000
	2,20-4,30	9,2	38		12	10,8	43500
	4,30-6,20	8,7	40		19	17,1	39000
	6,20-8,10	9,9	35		24	21,6	28000
	8,10-9,30	8,2	40		26	23,4	50000
	9,30-13,20	8,2	38	L=8/9m-1900	26	23,4	38000
	13,20-15,00	8,4	39	L>=11m-1600	28	25,2	45000
66	0,00-1,10	8,1	35		3	2,7	27000
	1,10-2,20	8,7	32		7	6,3	12000
	2,20-8,20	7,6	37	L>=9m-1800	18	16,2	37000
	8,20-15,00	7,9	40		26	23,4	47000
79	0,00-1,20	7,5	32				15000
	1,20-2,20	8,7	30				10000
	2,20-4,30	8,7	34				17000
	4,30-7,20	8,1	36				37000
	7,20-11,30	7	40	L=9/10m-1800			48000
	11,30-13,10	7	36	L>=11/12m-1500			38000
	13,10-15,00	7,4	40				48000
92	0,00-4,20	7,2	32	L=7/8m-1700	8	7,2	15000
	4,20-9,30	8,9	39	L=9/10m-1200	20	18	47000
	9,30-15,00	8,4	37	L>=12m-1500	25	22,5	32000
99	0,00-2,20	7	30		4	3,6	12000
	2,20-6,40	7,6	36		14	12,6	27000
	6,40-8,20	7,2	33		20	18	18000
	8,20-12,30	7,8	35	L>=12m-1500	24	21,6	35000
	12,30-17,00	7,5	40		27	24,3	50000

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS CRÍTICO DEL ESTUDIO DE SUELO

6.1 INTRODUCCIÓN

Un estudio de suelo permite conocer las características físicas y geológicas del terreno donde va a emplazarse la obra y su importancia radica en que se pueda lograr diseñar fundaciones técnica y económicamente adecuadas.

Como mínimo, debe presentar, en sus conclusiones, la siguiente información:

- Descripción de los distintos estratos encontrados.
- Clasificación del suelo.
- Nivel al que se encuentra la napa freática.
- Granulometría.
- Peso específico, tanto natural como en estado seco.
- Humedad natural del momento en que se realizaron los ensayos correspondientes.
- Límites de consistencia (Límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad).
- Ángulo de rozamiento interno (ϕ).
- Cohesión (c).
- Tipo de fundación recomendada, ya sea para una fundación directa o indirecta.
- Cota de fundación.
- Valor de la resistencia a rotura del suelo (si se trata de fundaciones indirectas, se necesita conocer la resistencia a rotura de punta y de fricción para los diferentes estratos).
- Módulo de reacción lateral y de fondo.
- Resistividad del terreno (orientada al problema de corrosión).

En cada sondeo es generalmente necesario realizar ensayos geoquímicos de los estratos característicos y la napa freática, de los cuales se deberá determinar como mínimo:

- pH
- Contenido de sales totales
- Contenido de cloruros
- Contenido de sulfatos

Los ensayos geoquímicos tienen por finalidad determinar la agresividad potencial del subsuelo a las cimentaciones. Además, permiten definir el grado de agresión y las protecciones anticorrosivas necesarias.

6.2 ESTUDIO DE SUELO DE LA OBRA

Para realizar el cálculo de las alternativas para las diferentes fundaciones se analizan los perfiles de suelos presentados en el estudio, y se obtiene un único perfil con el menor valor de número de golpes del ensayo SPT en cada metro de avance en profundidad. En la tabla 6.1, se muestran cuales son dichos valores.

Tabla N° 6.1 - Número de golpes del ensayo SPT en cada sondeo

N_{SPT}																			
Profundidad	Primer Estudio de suelos										Segundo Estudio de suelos							Mínimo	
	Sondeos										Piquetes								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	2	18	31	45	66	79	92		99
0,00-1,00	20	30	33	18	9	15	10	10	7	15	14	15	5	15	18	10	11	8	5
1,00-2,00	28	23	9	14	17	15	5	29	5	19	16	8	9	11	8	5	8	10	5
2,00-3,00	31	33	31	31	21	35	9	20	26	33	17	16	15	36	31	12	16	18	9
3,00-4,00	38	38	33	30	26	50	50	25	50	28	19	29	13	50	26	12	4	17	4
4,00-5,00	34	37	24	32	37	34	22	22	29	26	18	28	12	50	28	16	7	20	7
5,00-6,00	44	35	27	17	34	30	50	36	32	28	17	26	21	42	16	18	50	31	16
6,00-7,00	-	-	-	-	42	-	-	-	-	42	46	31	31	17	22	16	42	13	13
7,00-8,00	-	-	-	-	37	-	-	-	-	50	45	33	50	19	26	50	50	13	13
8,00-9,00	-	-	-	-	14	-	-	-	-	50	31	42	25	50	50	50	37	35	14
9,00-10,00	-	-	-	-	37	-	-	-	-	50	35	48	10	33	50	50	17	24	10
10,00-11,00	-	-	-	-	43	-	-	-	-	50	45	22	11	16	50	50	21	25	11
11,00-12,00	-	-	-	-	46	-	-	-	-	50	50	50	10	23	40	18	13	15	10
12,00-13,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	48	-	12	18	50	19	12	50	12
13,00-14,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	15	34	50	50	23	50	15
14,00-15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	22	40	50	50	25	50	22
15,00-16,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	50	50
16,00-17,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	50	50
17,00-18,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-	50
18,00-19,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-	50
19,00-20,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-	50
20,00-21,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-	50
21,00-22,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-	50
22,00-23,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-	50
23,00-24,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-	50
24,00-25,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50	-	-	-	-	-	-	-	50

Las muestras de suelo extraídas con el sacamuestras estándar se utilizaron para realizar ensayos que permitieron conocer el peso específico del suelo a humedad natural y en estado seco. Además los cálculos para las fundaciones se realizan considerando que el nivel freático se encuentra al nivel de terreno natural, por lo que los valores de peso específico que se utilizan en las etapas de cálculo son los referidos al estado sumergido, siendo los correspondientes al perfil de suelo estudiado los presentados en las tablas 5.11 y 5.12

6.3 ANÁLISIS CRÍTICO

6.3.1 Ensayo SPT

El ensayo de penetración normalizado (SPT), se ejecutó con un equipo estándar de energía mecánica, mediante una maza de 65kg. Con un recorrido de 75,4cm, con una energía del 75% respecto a la nominal, siendo el valor del número de golpes obtenido,

N_{75} . Respecto a este valor, las fórmulas empíricas que permiten conocer los diferentes parámetros, como ser el coeficiente de balasto vertical u horizontal, el ángulo de fricción interna, la densidad relativa, etc. son expresados generalmente mediante un número de golpes correspondiente a una energía del 60% de la nominal, por lo que deben ser corregidos para su posterior aplicación.

El factor de corrección a aplicar es:

$$C_E = \frac{ER[\%]}{60\%} \quad (6.1)$$

Siendo C_E el factor de corrección por energía aplicada; ER [%] la energía utilizada en el ensayo.

Obteniendo finalmente el número de golpes correspondiente al 60% de la energía:

$$N_{60} = N_{ER} \cdot C_E \quad (6.2)$$

Existen otros factores que pueden influir en los resultados obtenidos, entre los que se pueden mencionar:

- Referente al sistema de lanzamiento del pisón (Seed 1985): Para pisonos con forma anular izado con sogas y con polea, se recomienda aplicar un factor $C_{HT}=0,75$. Para un pisón lanzado con disparador automático, con una energía del 80% de la teórica, se recomienda utilizar un factor $C_{HT}=1,33$.
- Referente al peso del pisón y la altura de caída (Seed 1985): Cuando el pisón posee un peso diferente a 63,50kg. o cuando la altura de caída no es de 76,2cm. se recomienda utilizar el siguiente factor de corrección:

$$C_{HW} = \frac{W \cdot H}{63,50kg \cdot 76,2cm} \quad (6.3)$$

Siendo H y W la altura de caída y peso del pisón utilizado en el ensayo de campo.

- Referente a las barras de perforación (Seed 1983): Cuando se utilizan en el ensayo barras cortas cuya longitud sea menor a 3m, se recomienda aplicar un factor $C_{RL}=0,75$.
- Referente al diámetro de perforación (Skempton 1986): Cuando el diámetro de perforación es menor a 4" no es necesario aplicar ningún factor, pero cuando el diámetro sea de 150mm, la corrección es $C_{BD}=1,05$ y para un diámetro de 200mm, $C_{BD}=1,20$.

Por lo tanto el factor de corrección del ensayo SPT, para una energía del 60% de la teórica, quedará expresado como:

$$C_{60} = C_{HT} \cdot C_{HW} \cdot C_{RL} \cdot C_{BD} \quad (6.4)$$

Siendo el número de golpes resultante:

$$N_{60} = N_{ER} \cdot C_E \cdot C_{60} \quad (6.5)$$

En suelos granulares, el valor resultante de SPT es afectado por la presión de la tapada existente al nivel en que se efectúa el ensayo y por la presencia o no, del nivel freático.

Entonces a las correcciones expresadas anteriormente, es necesario adicionarles estas últimas mencionadas.

$$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot C_N \cdot C_W \quad (6.6)$$

Siendo C_N el factor de corrección por la presión de la tapada; C_W el factor por presencia del nivel freático.

Cuando analizamos un perfil de suelo en estado natural, la presión de la tapada que se genera a medida que avanzamos en profundidad aumenta, y si se trata de un manto homogéneo de arena, con la misma densidad relativa, el módulo de la elasticidad crece a medida que aumenta la tapada.

Esto nos indica que a medida que aumenta la presión de la tapada, aumenta la rigidez del manto en los suelos granulares, por lo que este fenómeno afecta el valor del ensayo SPT y debe considerarse para calcular ciertos parámetros.

A través de este ensayo en suelos granulares es posible obtener en forma indirecta la densidad relativa del manto “Dr”, el ángulo de fricción interna “ ϕ ” y el módulo de Elasticidad “E” o de corte “G”.

Para los dos primeros, el número de golpes obtenido *debe ser corregido por la presión de la tapada*, ya que puede tenerse la misma densidad relativa y sin embargo el valor de SPT aumenta con la profundidad.

En cambio, para obtener los módulos elásticos o de corte, el valor de SPT *no debe ser corregido por la presión de la tapada*, ya que es debido al incremento en la presión de tapada que aumentan los módulos.

El factor de corrección que se aplica pretende llevar el valor que se tendría si se tuviese una presión efectiva vertical de 1kg/cm². Existen una gran diversidad de fórmulas empíricas expresadas por diferentes autores, donde las más recomendadas o utilizadas son las siguientes:

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \frac{\sigma'_v}{Pa}} \quad (\text{Meyerhof} - \text{Ishihara}) \quad (6.7)$$

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_v}{Pa}} \quad (\text{Skempton}) \quad (6.8)$$

$$C_N = 0,77 \cdot \log\left(\frac{20}{\frac{\sigma'_v}{Pa}}\right) \quad (\text{Peck}) \quad (6.9)$$

$$C_N = \frac{32,5}{12 + 20,5 \cdot \frac{\sigma'_v}{Pa}} \quad (\text{Schmertmann}) \quad (6.10)$$

$$C_N = \sqrt{\frac{Pa}{\sigma'_v}} \quad (\text{Liao - Witmann}) \quad (6.11)$$

$$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \frac{\sigma'_v}{Pa}} \quad (\text{Kayen}) \quad (6.12)$$

Donde Pa es la presión atmosférica; σ'_v la presión de la tapada.

En la Fig.6.1 puede verse como varía el factor de corrección por presión de la tapada en función de las fórmulas expresadas.

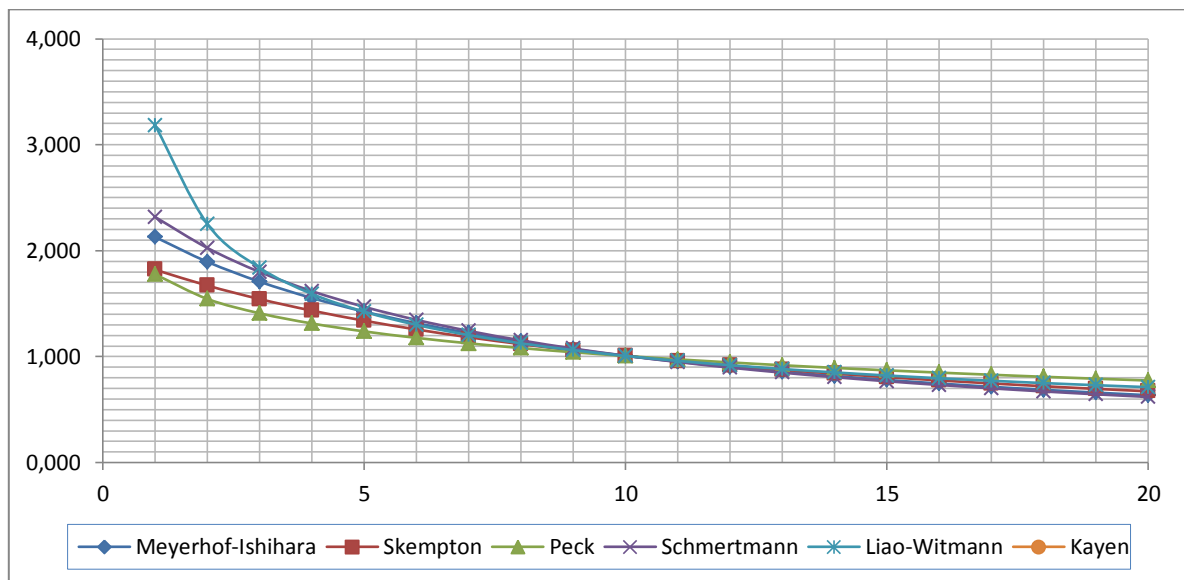


Figura N° 6.1 – Factor de corrección por presión de la tapada

Respecto a lo enunciado en el Estudio de suelo, se expresa que el valor obtenido del número de golpes debe ser corregido por la relación de energía y por la presión de tapada, pero es necesario también considerar el factor referente al peso del pisón y la altura de caída C_{HW} . Obteniendo finalmente el siguiente valor de SPT:

$$(N_1)_{60} = N_{75} \cdot C_E \cdot C_{HW} \cdot C_N \quad (6.13)$$

Siendo el valor de los coeficientes a aplicar:

$$C_E = \frac{ER}{60} = \frac{75}{60} = 1,25$$

$$C_{HW} = \frac{W \cdot H}{63,50kg \cdot 76,2cm} = \frac{65kg \cdot 75,4cm}{63,5kg \cdot 76,2cm} = 1,013$$

Para el cálculo del coeficiente C_N , es necesario, en primer lugar, conocer la presión de tapada en cada metro de avance, siendo:

$$\sigma'_v = \gamma' \cdot H = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H \quad (6.14)$$

Con excepción de los primeros 2 metros de profundidad, donde el suelo no se encontraba saturado al momento de la realización del ensayo, siendo la presión de tapada:

$$\sigma'_v = \gamma \cdot H \quad (6.15)$$

Donde γ , γ_{sat} , γ_w son la densidad del suelo a humedad natural, saturado y la densidad del agua respectivamente; H la profundidad analizada.

En la tabla 6.2 se observan las presiones de tapada correspondientes a cada metro de profundidad y las correcciones obtenidas a partir de las enunciadas por los diferentes autores:

Tabla N° 6.2- Corrección por presión de tapada

Profundidad [m]	Presión de tapada [kN/m ²]	Corrección por presión de tapada						Mínimo
		Meyerhof-Ishihara	Skempton	Peck	Schmertmann	Liao-Witmann	Kayen	
1,00	17,50	1,948	1,706	1,589	2,092	2,407	1,603	1,589
2,00	34,55	1,633	1,492	1,362	1,712	1,713	1,428	1,362
3,00	42,41	1,520	1,410	1,293	1,580	1,546	1,359	1,293
4,00	49,62	1,429	1,343	1,241	1,475	1,430	1,302	1,241
5,00	57,40	1,343	1,277	1,192	1,377	1,329	1,246	1,192
6,00	63,52	1,282	1,230	1,158	1,308	1,263	1,205	1,158
7,00	69,75	1,225	1,185	1,127	1,245	1,206	1,165	1,127
8,00	76,04	1,172	1,143	1,098	1,187	1,155	1,128	1,098
9,00	83,00	1,120	1,100	1,069	1,129	1,105	1,090	1,069
10,00	89,52	1,074	1,062	1,043	1,080	1,064	1,056	1,043
11,00	95,98	1,032	1,027	1,020	1,035	1,028	1,025	1,020
12,00	102,44	0,994	0,995	0,998	0,994	0,995	0,995	0,994
13,00	109,89	0,953	0,960	0,975	0,950	0,961	0,963	0,950
14,00	116,35	0,920	0,931	0,956	0,915	0,934	0,937	0,915
15,00	122,81	0,890	0,905	0,938	0,882	0,909	0,912	0,882
16,00	129,01	0,862	0,880	0,921	0,853	0,887	0,890	0,853
17,00	135,22	0,836	0,857	0,906	0,826	0,866	0,868	0,826

Donde puede verse que los valores encontrados, concuerdan con lo presentado en el gráfico anterior, donde la fórmula enunciada por Peck, entrega el mínimo valor hasta una presión de tapada de 1kg/cm² y luego queda definida por la expresión generada por Schmertmann.

Finalmente los números de golpes del ensayo SPT corregidos por los debidos factores son los presentados en la tabla 6.4 y Fig.6.2:

Tabla N° 6.3 - Valores SPT corregidos

SPT	Correcciones SPT			SPT corregido
	Energía entregada	Peso y altura de caída	Presión de tapada	
5	1,250	1,013	1,589	10
5	1,250	1,013	1,362	9
9	1,250	1,013	1,293	15
4	1,250	1,013	1,241	6
7	1,250	1,013	1,192	11
16	1,250	1,013	1,158	23
13	1,250	1,013	1,127	19
13	1,250	1,013	1,098	18
14	1,250	1,013	1,069	19
10	1,250	1,013	1,043	13
11	1,250	1,013	1,020	14
10	1,250	1,013	0,994	13
12	1,250	1,013	0,950	14
15	1,250	1,013	0,915	17
22	1,250	1,013	0,882	25
50	1,250	1,013	0,853	50
50	1,250	1,013	0,826	50

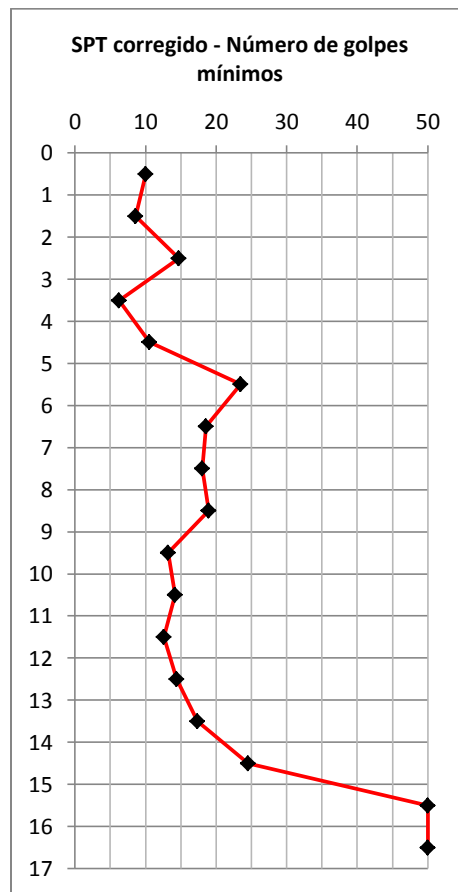


Figura N° 6.2 – Gráfico de valores N_{SPT} corregidos

6.3.2 Densidad Relativa

La densidad relativa es una manera de expresar el grado de compacidad de suelo y también permite conocer de forma indirecta un parámetro muy importante en suelos granulares, como es el ángulo de fricción interna.

En el informe del estudio de suelo, no se muestra expresada ninguna fórmula que permita conocer la densidad relativa de los diferentes estratos encontrados a partir de cada una de las perforaciones realizadas.

En suelos granulares la obtención de muestras no perturbadas es de gran dificultad, por lo que no es posible obtener en forma directa algunas propiedades de estos suelos, por esta razón la importancia del conocimiento de la densidad relativa.

Existen diversas fórmulas empíricas en función del número de golpes obtenido en el ensayo SPT, corregido con los correspondientes factores, que permiten conocerla en forma aproximada.

Terzaghi y Peck (1967) relacionaron, como se observa en la Fig.6.3, el número de golpes del ensayo SPT con la Densidad relativa D_r y el ángulo de fricción interna ϕ , en forma independiente de la profundidad a la que se efectúe el ensayo y por lo tanto de la sobrecarga en el nivel considerado.

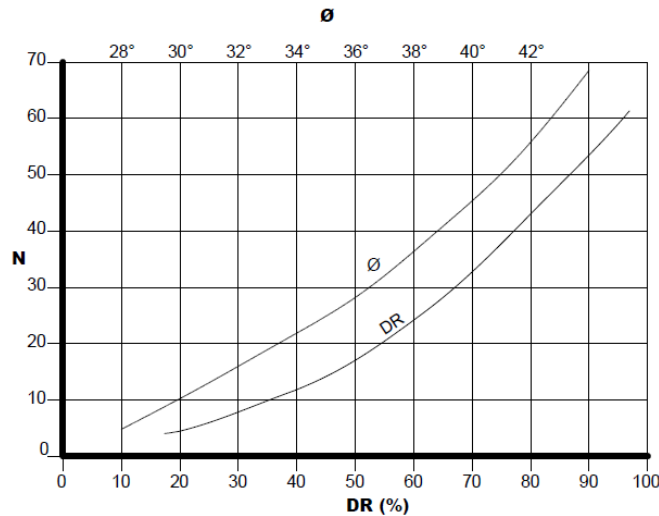


Figura N° 6.3 – Relación N_{SPT} con densidad relativa y ángulo de fricción interna (Terzaghi & Peck)

Es posible expresarla a partir de la siguiente fórmula definida por Skempton (1986):

$$D_r [\%] = 100 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (6.16)$$

Existen otras expresiones que también permiten conocer de manera indirecta la densidad relativa, como ser:

$$0,0046 Dr^2 = (N_1)_{60} \quad (\text{Tokimatsu \& Seed. 1987}) \quad (6.17)$$

$$\frac{Dr}{100} = 0,2236 \sqrt{\frac{N_{60}}{a + b\sigma'_v}} \quad (\text{Giuliani y Nicoll. 1982}) \quad (6.18)$$

$$Dr = 14\sqrt{(N_1)_{60}} \quad (\text{Meyerhof. 1957}) \quad (6.19)$$

$$Dr = \left[1,5 \left(\frac{N_{60}}{F} \right)^{0,222} - 0,6 \right] \quad (\text{Gibbs \& Holts. 1957}) \quad (6.20)$$

$$F = 0,0065 \sigma'_v{}^2 + 1,68\sigma'_v + 14 \quad (6.21)$$

Aplicando las diferentes fórmulas empíricas en función del número de golpes del ensayo SPT corregido considerando o no la corrección por la presión de la tapada, dependiendo del autor, se obtienen los siguientes valores de densidad relativa presentados en la tabla 6.4:

Tabla N° 6.4- Densidad relativa

Profundidad	Densidad Relativa [%]								Descripción suelo
	N_{60}	$(N_1)_{60}$	Skempton	Tokimatsu & Seed	Giuliani y Nicoll	Meyerhof	Gibbs & Holts	Mínimo	
1	6	10	41	47	48	44	61	41	Suelto
2	6	9	38	43	43	41	56	38	Suelto
3	11	15	50	57	56	54	71	50	Suelto
4	5	6	32	37	36	35	48	32	Suelto
5	9	11	42	48	45	46	60	42	Suelto
6	20	23	63	71	67	68	83	63	Medio
7	16	19	56	63	59	60	75	56	Medio
8	16	18	55	63	57	60	74	55	Medio
9	18	19	56	64	58	61	75	56	Medio
10	13	13	47	54	48	51	64	47	Suelto
11	14	14	49	56	49	53	66	49	Suelto
12	13	13	46	52	46	50	62	46	Suelto
13	15	14	49	56	49	53	66	49	Suelto
14	19	17	54	61	53	58	71	53	Medio
15	28	25	64	73	63	69	82	63	Medio
16	50	50	91	100	84	99	100	84	Compacto
17	50	50	91	100	82	99	100	82	Compacto

Donde claramente, la fórmula definida por Skempton en función de lo establecido por Terzaghi y Peck en 1967, genera los resultados más conservadores sobre el nivel de compacidad del suelo.

Los resultados de densidad relativa, se utilizan para, a través de ciertas fórmulas de correlación, calcular el ángulo de fricción interna y así poder compararlo con los expresados en el estudio de suelo y a través del número de golpes corregidos obtenidos en el ensayo SPT.

6.3.3 Ángulo de fricción interna

La resistencia al corte de un suelo, es la resistencia interna por área unitaria que la masa de suelo ofrece para resistir la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él.

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de materiales, donde afirma que la falla se alcanza debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o uno de corte.

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (6.22)$$

Donde la envolvente de falla de esta función queda definida por dos parámetros muy importantes, como son la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (φ), donde esta relación se traduce en el criterio de falla de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (6.23)$$

En suelos granulares, como es el caso de los presentados en el estudio de suelo analizado, el valor de cohesión es nulo, por lo que se trata de suelos exclusivamente friccionales.

Existen diferentes fórmulas indirectas para conocer el ángulo de fricción interna en este tipo de suelos, ya sea en función del número de golpes del ensayo SPT o también a través de la densidad relativa de un suelo.

Respecto al primero se tiene:

$$\varphi = \arctg \left[\left(\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \frac{\sigma'_v}{Pa}} \right)^{0,34} \right] \quad (\text{Schmertmann. 1975}) \quad (6.24)$$

$$\varphi = 20^\circ + \sqrt{15,4 (N_1)_{60}} \quad (\text{Hatanaka \& Uchida. 1996}) \quad (6.25)$$

$$\varphi = 27,1^\circ + 0,3(N_1)_{60} - 0,00054(N_1)_{60}^2 \quad (\text{Peck, Hansen \& Thornburn. 1974}) \quad (6.26)$$

$$\varphi = 23,7^\circ + 0,57(N_1)_{60} - 0,0006 (N_1)_{60}^2 \quad (\text{Meyerhof. 1965}) \quad (6.27)$$

$$\varphi = 28,5^\circ + 0,4 (N_1)_{60} \quad (\text{Peck}) \quad (6.28)$$

$$\varphi = 27,5^\circ + 9,2 \log((N_1)_{60}) \quad (\text{Kulhawy and Chen. 2007}) \quad (6.29)$$

En la tabla 6.5 se muestran los resultados que corresponden al ángulo de fricción interna según cada una de las fórmulas anteriores.

Tabla N° 6.5 - Ángulo de fricción interna en $f(N_{SPT})$

Ángulo de fricción interna $f(N_{SPT})$									
Profundidad	$(N_1)_{60}$	Schmertmann	Hatanaka & Uchida	Hanson & Thorn	Meyerhof	Peck	Kulhawy and Chen	Mínimo φ [°]	
1	10	36	32	30	29	31	37	29	
2	9	34	32	30	29	31	36	29	
3	15	39	35	31	32	32	38	31	
4	6	31	30	29	27	30	35	27	
5	11	36	33	30	30	31	37	30	
6	23	43	39	34	37	34	40	34	
7	19	41	37	32	34	33	39	32	
8	18	40	37	32	34	33	39	32	
9	19	40	37	33	34	33	39	33	
10	13	37	34	31	31	32	38	31	
11	14	37	35	31	32	32	38	31	
12	13	36	34	31	31	32	38	31	
13	14	37	35	31	32	32	38	31	
14	17	39	36	32	33	33	39	32	
15	25	42	39	34	37	34	40	34	
16	50	49	48	41	51	41	43	41	
17	50	49	48	41	51	41	43	41	

En cambio en función de la densidad relativa, existen otras expresiones para obtenerlo y sus resultados se muestran en la tabla 6.6.

$$\varphi = \arctan\left(0,575 + 0,361 \left(\frac{Dr[\%]}{100}\right)^{0,866}\right) \text{ (Giuliani Nicoll)} \quad (6.30)$$

$$\varphi = 25^\circ + 0,15 Dr[\%] \text{ (Meyerhof. 1956)} \quad (6.31)$$

$$\varphi = 30^\circ + 3^\circ \frac{Dr[\%]}{100} \left[10 - \ln\left(100 \cdot \frac{\sigma'_v}{Pa}\right)\right] - 3^\circ \text{ (Bolton. 1987)} \quad (6.32)$$

Tabla N° 6.6 - Ángulo de fricción interna en $f(Dr)$

Ángulo de fricción interna en $f(Dr[\%])$					
Profundidad	Dr [%]	Giuliani Nicoll	Meyerhof	Bolton	Mínimo
1	41	37	31	36	31
2	38	36	31	34	31
3	50	38	32	36	32
4	32	35	30	33	30
5	42	37	31	35	31
6	63	39	34	38	34
7	56	38	33	37	33
8	55	38	33	36	33
9	56	38	33	36	33
10	47	37	32	35	32
11	49	38	32	35	32
12	46	37	32	34	32
13	49	38	32	35	32
14	53	38	33	35	33
15	63	39	35	37	35
16	84	41	38	40	38
17	82	41	37	40	37

En la tabla 6.7 se realiza una comparación entre los valores presentados en las tablas 6.5 y 6.6, con los expresados en los estudios de suelo.

Tabla N° 6.7- Comparación entre valores del ángulo de fricción interna en función de D_r , N_{SPT} y estudios de suelo

Profundidad	Ángulo de fricción interna		
	$f(N_{SPT})$	$f(D_r [\%])$	Estudio de suelo
1	29	31	29
2	29	31	29
3	31	32	30
4	27	30	32
5	30	31	39
6	34	34	37
7	32	33	33
8	32	33	33
9	33	33	32
10	31	32	36
11	31	32	36
12	31	32	36
13	31	32	37
14	32	33	36
15	34	35	36
16	41	38	40
17	41	37	40

Puede observarse que los resultados no difieren considerablemente respecto a los expresados en el estudio de suelo, con excepción de algunos valores como ser el correspondiente para una profundidad de -5m y desde -10m hasta -14m, que poseen valores levemente superiores.

6.3.4 Coeficiente de Balasto

En todo análisis estructural, es necesario conocer o estimar las deformaciones asociadas con las cargas que transfiere una fundación al terreno natural. La constante que permite definir la función tensión-desplazamiento es conocida como el coeficiente de balasto, que puede ser vertical u horizontal, dependiendo de la dirección de las fuerzas analizadas.

No es un parámetro intrínseco del suelo, sino que depende de las dimensiones de la fundación y las propiedades mecánicas del terreno. Las deformaciones, y por ende los asentamientos, debajo de una fundación dependen del módulo de elasticidad del suelo. Por esta razón, es que muchos autores utilizan el módulo elástico para generar fórmulas que permiten calcular el coeficiente de balasto a la vez que se incluyen factores de corrección para considerar el tamaño y la geometría de la fundación.

6.3.4.1 Coeficiente de balasto vertical

Se define el coeficiente de balasto vertical como la recta secante que une el esfuerzo capaz de generar un asentamiento de 0,05" (1,27mm) de una placa de 30cm x 30cm de lado en el terreno, como puede verse en la Fig.6.4. Es decir, es la pendiente de la recta

que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “esfuerzo-deformación” para un asentamiento de dicha placa de 1,27mm.

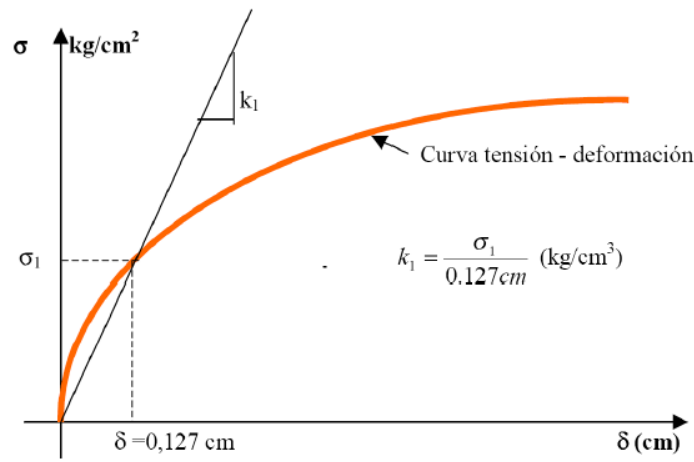


Figura N° 6.4 – Coeficiente de balasto vertical

Las unidades del coeficiente de balasto vertical se expresan en kg/cm^3 , o lo que es lo mismo, en $\text{kg/cm}^2/\text{cm}$, que expresa el cambio en el esfuerzo por cada cm de desplazamiento.

Existen diferentes fórmulas indirectas para obtener el módulo de balasto vertical, como por ejemplo:

$$C_b = \frac{1,33 E_s}{[(L B^2)^{\frac{1}{3}}]} \quad (\text{Vogt}) \quad (6.33)$$

$$C_b = \frac{E_s}{w \cdot \sqrt{LB}(1 - \nu^2)} \quad ; \quad w = \frac{100}{4,03 \frac{L}{B} + 109,05} \quad (\text{Klepikov}) \quad (6.34)$$

$$C_b = \frac{E_s}{H(1 + \nu)(1 - \nu^2)} \quad (\text{Vlasov y Leontiev}) \quad (6.35)$$

$$C_b = 0,65 \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \quad (\text{Vesic}) \quad (6.36)$$

Siendo E_s y E_f los módulos de elasticidad del suelo y fundación respectivamente; L y B las dimensiones de la base de la fundación; ν el coeficiente de Poisson; w un coeficiente de forma; H la profundidad de la fundación; I_f el momento de inercia de la fundación.

La expresión definida por Vogt, es la que se especifica como utilizada en el estudio de suelo, pero la fórmula de Vesic, es aquella que otorga el menor valor de módulo de balasto vertical.

El módulo de elasticidad del suelo, también es posible obtenerlo a través de fórmulas indirectas en función del número de golpes del ensayo SPT.

$$E_s [kPa] = 35000 \log N_{55} \quad (USSR) \quad (6.37)$$

$$E_s [kg/cm^2] = 70\sqrt{N_{60}} \quad (Denver) \quad (6.38)$$

$$E_s [kPa] = 750 N_{55} + 18000 \quad (D'Appolonia. 1970) \quad (6.39)$$

$$E_s [kPa] = 500(N_{55} + 15) \quad (Bowles 1987) \quad (6.40)$$

Donde N_{60} y N_{55} son los números de golpes del ensayo SPT corregidos para energías del 60 y 55% respectivamente.

En la tabla 6.8 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla N° 6.8 - Módulo de Elasticidad en f (N_{SPT})

PROFUNDIDAD	N_{55}	N_{60}	USSR [kPa]	Denver [kPa]	D'Appolonia [kPa]	Bowles [kPa]	MINIMO [kPa]
1	7	6	29372,9	17612,3	23179,5	9226,5	9226,5
2	7	6	29372,9	17612,3	23179,5	9226,5	9226,5
3	12	11	38307,4	23629,4	27323,1	10607,7	10607,7
4	6	5	25981,0	15752,9	22143,6	8881,2	8881,2
5	10	9	34487,3	20839,2	25251,3	9917,1	9917,1
6	22	20	47053,1	31505,8	34574,3	13024,8	13024,8
7	18	16	43896,9	28399,0	31466,6	11988,9	11988,9
8	18	16	43896,9	28399,0	31466,6	11988,9	11988,9
9	19	18	45023,4	29471,0	32502,5	12334,2	12334,2
10	14	13	39908,9	24907,6	28359,0	10953,0	10953,0
11	15	14	41357,7	26123,3	29394,8	11298,3	11298,3
12	14	13	39908,9	24907,6	28359,0	10953,0	10953,0
13	17	15	42680,3	27284,9	30430,7	11643,6	11643,6
14	21	19	46072,1	30505,4	33538,4	12679,5	12679,5
15	30	28	51893,7	36943,9	40789,7	15096,6	15096,6
16	50	50	64372,9	49497,5	55500,0	24764,9	24764,9
17	50	50	64372,9	49497,5	55500,0	24764,9	24764,9

El módulo de elasticidad aumenta con la profundidad como ya se había mencionado, y la fórmula de Bowles muestra el resultado más conservador.

6.3.4.2 Coeficiente de balasto horizontal

Para suelos granulares, donde el módulo elástico del suelo aumenta con la presión efectiva de confinamiento, el valor del coeficiente de balasto horizontal puede ser aproximando con la utilización de la ecuación definida por Terzaghi:

$$k_h = \eta_h \frac{Z}{B} \quad (6.41)$$

Donde z es la profundidad analizada; B el ancho de la fundación; η_h la constante de proporcionalidad.

La constante η_h se encuentra en función del número de golpes corregido por la presión de la tapada, ya que el coeficiente de balasto horizontal se aplica en función de la profundidad, y puede calcularse de la siguiente forma:

$$\eta_h = \frac{C \cdot \gamma'}{1,35} \quad (6.42)$$

Donde C es un coeficiente que varía entre valores mínimos del orden de 100 para arenas sueltas, a un valor de 2100 para arenas densas, y también puede ser aproximado en función de los resultados del SPT:

$$C = \left(\frac{(N_1)_{60}}{0,5 + 0,015 (N_1)_{60}} \right)^2 + 80 \quad (6.43)$$

La forma de obtención de la constante de proporcionalidad, no se especifica en el estudio de suelo analizado.

Los valores obtenidos con la fórmula anterior comparados con los expresados en los estudios de suelo en correspondencia con los sondeos estudiados a cada profundidad se presentan en la tabla 6.9.

Tabla N° 6.9- Comparación de la constante de balasto horizontal de los estudios de suelos y la obtenida con la fórmula de Terzaghi.

PROFUNDIDAD	$(N_1)_{60}$	η_h [kN/m ³] (Fórmula)	η_h [kN/m ³] (Estudio de suelo)
1	10	1526	9000
2	9	1363	9000
3	15	2899	13000
4	6	1024	47000
5	11	1945	47000
6	23	3804	37000
7	19	13893	18000
8	18	2933	18000
9	19	3420	26000
10	13	2117	35000
11	14	2282	35000
12	13	1979	35000
13	14	2681	32000
14	17	2879	35000
15	25	4213	35000
16	50	7725	50000
17	50	7725	50000

Donde puede observarse que existe una gran discrepancia entre ambos resultados, siendo más conservador el expresado a partir de la fórmula propuesta por Terzaghi.

6.3.5 Análisis químico de agua y suelo

El análisis químico al que se somete al suelo y agua, tienen como principal objetivo conocer potenciales elementos que posean un cierto grado de agresividad y puedan provocar un deterioro tanto del hormigón de fundación, como en las armaduras que contiene.

Según lo que se especifica en el estudio de suelo, se realizaron extracciones de muestras de agua de la napa freática en cada uno de los sondeos para realizar ensayos químicos que permiten determinar el grado de agresividad al hormigón. Se verificaron los contenidos de sulfatos, cloruros, pH y también, en el suelo, si la reacción con ácido clorhídrico era positiva o negativa.

Para producir un ataque significativo sobre el hormigón, los químicos agresivos deben estar en solución y presentes en una concentración superior a un mínimo. El reglamento CIRSOC 201-2005, otorga tablas que permiten identificar el grado de agresividad en función de dichas concentraciones, como se expresa en la tabla 6.10.

Tabla N° 6.10- Valores límites de sustancias agresivas en aguas de contacto (CIRSOC 201-2005)

Grado de ataque	Sulfatos solubles (SO ₄ ²⁻) (1)	Magnesio (Mg ²⁺) (2)	pH (3)	Disolución de cal por ataque con ácido carbónico (CO ₂ ²⁻) (4)	Amonio (NH ₄ ⁺) (5)
	mg/litro	mg/litro	----	mg/litro	mg/litro
Moderado	150 a 1.500	300 a 1.000	6,5 a 5,5	15 a 40	15 a 30
Fuerte	1.500 a 10.000	1.000 a 3.000	5,5 a 4,5	40 a 100	30 a 60
Muy fuerte	Mayor de 10.000	Mayor de 3.000	Menor de 4,5	Mayor de 100	Mayor de 60
(1); (2); (3) y (5) Se determinarán con el método especificado en la norma IRAM 1872:2004. (4) Se determinarán con el método especificado en la norma IRAM 1708:1998.					

Según los valores que se presentan en el correspondiente estudio, el contenido de sulfatos alcanza en el sondeo 4, valores de 465,40 ppm, de cloruros en los sondeos 1 y 8 llega a 390,50 ppm y en referencia al pH, el menor valor encontrado es de 6,8 en los sondeos 2 y 7. Por lo tanto, respecto a la tabla anterior, el grado de agresividad es *moderado*, lo que en el Reglamento lo define como una clase de exposición a un ambiente con *agresividad química moderada* (Q₁) y esto, obliga a cumplir ciertos criterios de durabilidad como se presenta en la tabla 6.11.

Como la agresividad sobre el hormigón se genera por el contenido de sulfatos, es necesario considerar el tipo de cemento a utilizar para la elaboración del mismo, siendo, para un grado de ataque moderado, un *cemento altamente resistente a los sulfatos*.

Tabla N° 6.11- Requisitos de durabilidad a cumplir el hormigón (CIRSOC 201-2005)

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	CL y M 2	M 3	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
a) Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Hormigón simple	---	---	---	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) $f_{c\ min}$ (MPa)										
Hormigón simple	---	---	---	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si
(1) Cuando se use cemento pórtland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podrá reemplazar la razón agua/cemento (a/c), por la razón agua/material cementicio $[a/(c+x)]$, que tenga en cuenta la suma del cemento pórtland (c) y la cantidad de la adición mineral (x), cuando se trate de puzolanas según norma IRAM 1668:1968 o de escorias según norma IRAM 1667:1990. (2) Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 5.3.. (3) Cuando corresponda se debe proteger a la estructura según 2.2.5.2.c3 ó 2.2.10.3.										

El Reglamento, a partir de definir la clase de exposición, según la tabla 6.12, permite conocer cuál es el recubrimiento mínimo que necesitan las armaduras.

Tabla N° 6.12- Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (CIRSOC 201-2005)

Condición	Recubrimiento mínimo en mm
(a) <input type="checkbox"/> Hormigón colocado en la base de las fundaciones, en contacto con la capa de hormigón de limpieza (El recubrimiento indicado NO incluye el espesor de la capa de limpieza, indicado en el artículo 5.6.2.1.)	50
(b) Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 16\ mm$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 16\ mm$	35 30
(c) Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo: Losas, tabiques, nervaduras: <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 32\ mm$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 32\ mm$ pero $\geq d_b$ Vigas, columnas: <input type="checkbox"/> para armadura principal <input type="checkbox"/> para estribos abiertos y estribos cerrados <input type="checkbox"/> para zunchos en espiral Cáscaras y placas plegadas: <input type="checkbox"/> para barras con $d_b > 16\ mm$ <input type="checkbox"/> para barras y alambres con $d_b \leq 16\ mm$	30 20 pero $\geq d_b$ d_b pero ≥ 20 y ≤ 40 20 40 20 15
(*)	<ul style="list-style-type: none"> Para las clases de exposición A3, Q1 y C1 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 30 % Para las clases de exposición CL, M1, M2, M3, C2, Q2 y Q3 (ver Tabla 2.1.), los valores dados en esta Tabla se deben incrementar un 50 %.

Por lo que se adopta un recubrimiento mínimo de 7cm para todas las estructuras de fundación que se diseñen.

CAPÍTULO 7: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE CÁLCULO

7.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se aborda lo referido a los parámetros de cálculo que son utilizados para el cálculo de las diferentes alternativas de fundación, tanto para superficiales como profundas.

También mencionan los acuerdos realizados, sobre dichos parámetros, entre la empresa constructora y la inspección.

Finalmente se resume al final del capítulo cuáles son las cargas máximas y de diseño para aplicar en las verificaciones geotécnicas y estructurales respectivamente.

7.2 DEFINICIONES ACORDADAS CON LA INSPECCIÓN

En reuniones realizadas con la empresa constructora y la inspección se acordaron los siguientes criterios de diseño:

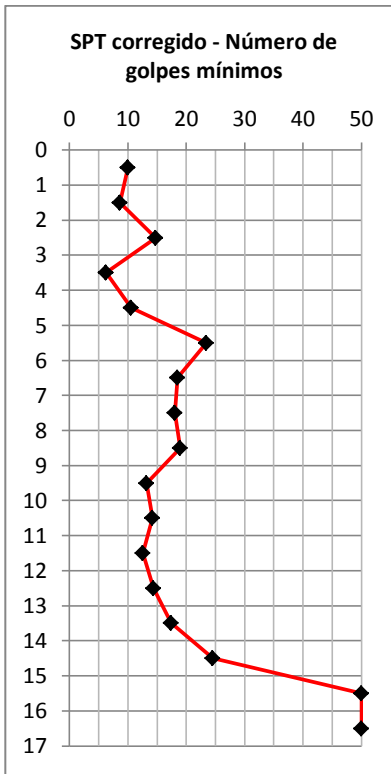
- Para las verificaciones geotécnicas se consideran las combinaciones de carga establecidas por el código AEA 95301
- Para las verificaciones estructurales se consideran las combinaciones de carga establecidas en el código CIRSOC 201-05
- Para las verificaciones de capacidad de carga se debe asumir la posición del nivel freático en coincidencia con la superficie del terreno natural.
- Los parámetros resistentes de suelo serán adoptados de acuerdo a las recomendaciones efectuadas por el mecánico de suelos en cada caso.

7.3 PARÁMETROS DE CÁLCULO

7.3.1 Parámetros de resistencia de suelos para fundaciones profundas

Los parámetros de cálculo para las diferentes fundaciones surgen del análisis de las recomendaciones efectuadas por el responsable del estudio de suelos. A partir de la información provista se construyó un perfil geotécnico considerando la envolvente de resistencias con los parámetros resistentes más desfavorables.

La envolvente a considerar es la presentada en la figura 6.2 y que se transcribe a continuación:



En la tabla 7.1 se muestran los parámetros de los sondeos y piquetes que corresponden con con la envolvente presentada en la figura 6.2, siendo los que se aplican para el cálculo de fundaciones profundas.

Tabla N° 7.1- Parámetros a aplicar para el cálculo de fundaciones profundas

Fundaciones Profundas						
	Profundidad [m]	Peso específico sumergido [kN/m ³]	Ángulo de fricción interna [°]	Resistencia de punta admisible [kPa] FS=2	Resistencia friccional admisible [kPa] FS=2	Coefficiente de balasto horizontal η_n [kN/m ³]
SP31	0,00-1,00	7,5	29		2	9000
S07	1,00-2,10	7	29		8	9000
	2,10-3,00	8,1	30		11,4	13000
SP92	3,00-4,20	7,2	32		8	15000
	4,20-5,00	8,9	39		20	47000
SP66	5,00-6,00	7,6	37		18	37000
SP99	6,00-6,40	7,6	36		14	27000
	6,40-7,00	7,2	33		20	18000
S05	7,00-8,00	8	39	L=6m-1700	20,5	45000
SP31	8,00-8,20	7,1	40	L=8m-1700	23	47000
	8,20-12,00	7,6	36	L>=10m-1100	26	35000
SP92	12,00-13,00	8,4	37	L>=12m-1500	25	32000
SP31	13,00-15,00	7,6	36	L>=13m-1100	26	35000
SP99	15,00-17,00	7,50	40		27,0	50000

Otra de las exigencias impuestas por Inspección es la consideración de un factor de seguridad global, FS=2, para las resistencias de punta y friccionales en el cálculo de fundaciones profundas. También debe adoptarse como resistencia a tracción del pilote, el 90% del valor admisible friccional a compresión.

En el caso de la estructura de retención angular hasta 90°, como se trata de una única torre en toda la traza, se dimensionan las fundaciones con los parámetros presentados en la tabla 7.2, correspondientes al sondeo 2, ubicado a una distancia aproximada de 170m.

Tabla N° 7.2- Parámetros a aplicar para el cálculo de fundaciones de la torre RA90°

Fundaciones profundas en torres RA90°							
Sondeo	Profundidad [m]	Peso específico sumergido [kN/m ³]	Ángulo de fricción φ [°]	Resistencia de punta admisible [kPa] FS=2	Resistencia friccional admisible a compresión [kPa] FS=2	Resistencia friccional admisible a tracción [kPa] FS=2	Coefficiente de balasto horizontal η_h [kN/m ³]
SP02	0.00-1.10	7,6	33		5	4,5	12000
	1.10-6.20	8	35	L \geq 12m	13	11,7	30000
	6.20-14.30	7,6	39	1800	31	27,9	44000
	14.30-25.00	7,8	40		31	27,9	50000

7.3.2 Parámetros de resistencia de suelos para fundaciones superficiales

En el caso de fundaciones superficiales los parámetros que se aplican son los expresados en la tabla 7.3, que se refieren al sondeo 7, con una cota de fundación de -2m.

Tabla N° 7.3- Parámetros a aplicar para el cálculo de fundaciones superficiales

Fundaciones Superficiales	
Coefficiente de Balasto Horizontal	C_t [kN/m ³]= 40000
Coefficiente de Balasto Vertical	C_b [kN/m ³]= 70000
Peso específico suelo	γ [kN/m ³]= 18,5
Peso específico sumergido	γ [kN/m ³]= 8,5
Ángulo de talud	β [°]= 8
Rotación máxima	$\text{tg}\beta= 0,01$
Presión admisible	σ_{adm} [kPa]= 300

Las combinaciones de carga a aplicar para el cálculo estructural de cada una de las torres que componen la LAT, fueron definidas en la sección 5.1 del presente informe.

7.3.3 Solicitaciones a considerar

Del análisis de la información provista por el equipo de ingeniería estructural se determinaron las hipótesis que controlan el diseño como se expresa en el apartado 5.1, donde para cada tipo de estructura es necesario considerar los esfuerzos que se presentan en la tabla 7.4.

Tabla N° 7.4 – Cargas máximas de cada estructura

Tipo de Torre	Cargas máximas					Hipótesis dominante
	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Horizontal [kN]	Momento (Fund. Superf.) [kNm]	Momento (Fund. Prof.) [kNm]	
Suspensión	-53,79	-	71,21	1634,64	1706,19	CSa
RA5°	-611,70	526,40	112,51	-	182,04	CMb
Transposición	-611,74	499,00	112,60	-	182,05	CMb
RA30°	-710,66	651,16	141,56	-	198,99	CMb, CSc
RA90°	-1444,61	1370,29	278,60	-	433,38	CSc
Terminal	-1018,08	945,75	194,12	-	295,24	CSaT

Mientras que los esfuerzos de diseño para el análisis estructural son los definidos en la tabla 7.5.

Tabla N° 7.5 – Cargas de diseño de cada estructura

Tipo de Torre	Cargas de diseño				
	Compresión [kN]	Tracción [kN]	Horizontal [kN]	Momento (Fund. Superf.) [kNm]	Momento (Fund. Prof.) [kNm]
Suspensión	-64,55	-	113,94	2615,59	2730,00
RA5°	-1001,07	885,57	194,70	-	280,30
Transposición	-1001,53	889,36	194,84	-	280,43
RA30°	-1160,22	1088,44	209,44	-	324,86
RA90°	-2326,30	2252,18	411,09	-	697,89
Terminal	-1643,60	1571,94	286,16	-	476,65

CAPÍTULO 8: CÁLCULO DE FUNDACIONES PARA ESTRUCTURAS DE SUSPENSIÓN

8.1 INTRODUCCIÓN

Estas estructuras se diseñan en base a los esfuerzos obtenidos en el análisis de carga de la sección 5.1.1, donde para las verificaciones geotécnicas se aplican:

Cargas de servicio:

Fuerza Normal: $N=53,79kN$

Fuerza Horizontal según x: $R_x=69,37kN$

Fuerza Horizontal según y: $R_y=16,10kN$

Resultante de cargas horizontales: $R=71,21kN$

Momento para fundaciones superficiales: $M=1634,98kNm$

Momento para fundaciones profundas: $M=1706,19kNm$

Mientras que para el análisis estructural de las fundaciones se aplican:

Cargas últimas:

Fuerza Normal: $N=64,55kN$

Fuerza Horizontal según x: $R_x=111kN$

Fuerza Horizontal según y: $R_y=25,76kN$

Resultante de cargas horizontales: $R=113,94kN$

Momento para fundaciones superficiales: $M=2615,59kNm$

Momento para fundaciones profundas: $M=2730kNm$

8.2 BLOQUE ÚNICO DE HORMIGÓN – MÉTODO DE SULZBERGER

8.2.1 Dimensionado geotécnico

En primer lugar, se predimensiona la base del bloque de hormigón para luego calcular el correspondiente Momento de encastramiento y de fondo. Se adopta por recomendación del estudio de suelos una *cota de fundación de -2m*.

$$B = 4,85m \ ; \ L = 4,85m$$

El momento de vuelco es:

$$M_V = 71,21kN \times \left(22,96m + \frac{2}{3}2m \right) = \mathbf{1729,70kNm}$$

El factor de carga $K_c=1$ por tratarse de estructuras de suspensión.

Aplicando las Ec. 3.18 y 3.28, los momentos de encastramiento y de fondo son respectivamente:

$$M_s = 4,85m \times \frac{(2m)^3}{36} \times 40000 \frac{kN}{m^3} \times 0,01 = \mathbf{431,11kNm}$$

$$M_b = 712,42kN \left(\frac{4,85m}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{1039,23kN}{4,85m \times 70000 \frac{kN}{m^3} \times 0,01}} \right) = \mathbf{1574,23kNm}$$

El factor de vuelco presentado en la tabla 3.1 para una estructura de acero, según la Reglamentación de la AEA es:

$$K_V = 1,30 - 0,60 \left(\frac{M_s}{M_b} \right) + 0,30 \left(\frac{M_s}{M_b} \right)^2 \cong 1,14$$

Siendo el factor de resistencia al vuelco:

$$\varphi_V = \frac{1}{K_V} = \frac{1}{1,14} = 0,88$$

Finalmente la condición a verificar definida en la Ec.3.29 es:

$$K_c M_V \leq \varphi_V (M_s + M_b)$$

$$1729,70kNm \leq 0,88(431,11kNm + 1574,23kNm)$$

$$\mathbf{1574,23kNm \leq 1762,26kNm \Rightarrow VERIFICA}$$

8.2.2 Determinación de la armadura

En este tipo de fundaciones es necesario colocar armaduras para absorber las tensiones internas generadas por efectos de retracción y temperatura en el macizo de hormigón, por lo que se adopta una cuantía del 0,18%.

$$A_{min} = 0,0018 \cdot A_g = 0,0018 \cdot 200cm \cdot 485cm = 174,6cm^2$$

Entonces se adopta 1 ϕ 20 cada 23,5cm en las caras superior e inferior y también en la dirección vertical de las caras laterales. En la dirección horizontal de las caras laterales se adopta 1 ϕ 20 cada 20cm.

En el plano 24 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras correspondientes.

8.3 ZAPATA DE HORMIGÓN ARMADO

En este caso la resolución de la estructura, se realiza en base al análisis del diagrama de presiones y al uso de los correspondientes ábacos de Plock.

Se considera una *cota de fundación de -2m*, como se definió en los parámetros de cálculo. Recordando que la separación entre las patas de la estructura es de 1,2m, en las figuras 8.1, 8.2 y la tabla 8.1 se detallan las dimensiones a considerar para el cálculo y verificación de la zapata de hormigón armado.

Tabla N° 8.1 – Dimensiones zapata de hormigón armado

Dimensiones								
D	L	B	L ₁	B ₁	d	d ₀	C _x	C _y
2m	6,00m	6,00m	1,80m	1,80m	2m	0,25m	1,20m	1,20m

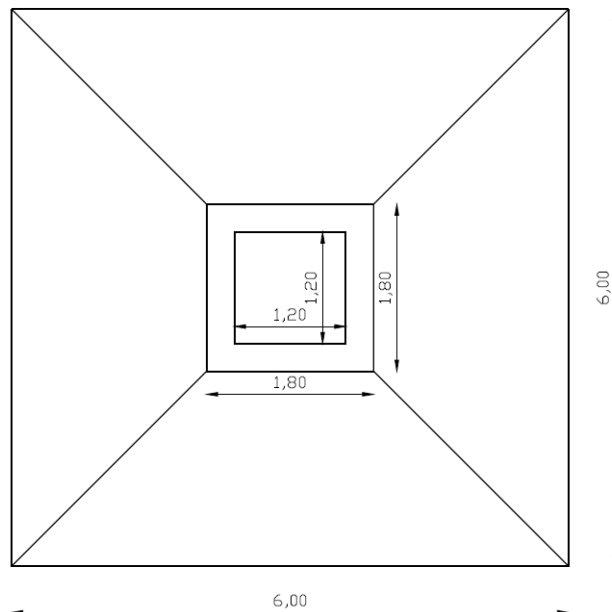


Figura N° 8.1 – Vista en planta zapata de hormigón armado

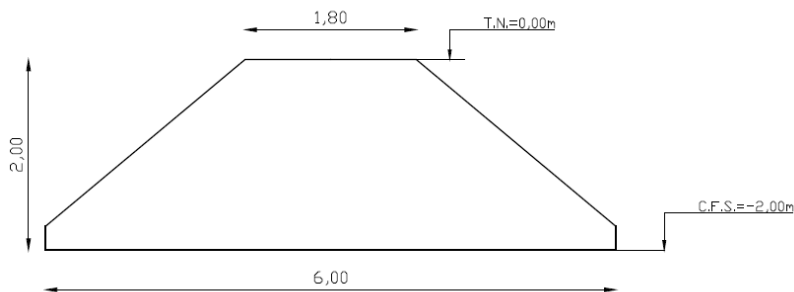


Figura N° 8.2 – Vista en corte zapata de hormigón armado

La resultante de fuerzas verticales está compuesta por las cargas permanentes transmitidas por la estructura de acero (G_1), el peso ejercido por el macizo de hormigón de la fundación (G_2) y por el suelo circundante colocado encima de la losa (G_3).

$$G_1 = 53,79kN$$

$$G_2 = \left[\frac{d_0 - d}{3} (L B + L_1 B_1 + \sqrt{L_1 B_1 L B}) + L B d \right] \gamma_H$$

$$G_2 = \left[\frac{2m - 0,25m}{3} \left((6m)^2 + (1,8m)^2 + \sqrt{(1,8m)^2 \cdot (6m)^2} \right) + (6m)^2 \cdot 0,25m \right] \cdot 14kN/m^3$$

$$G_2 = 534,66kN$$

$$G_3 = \left[L B (d_0 - d) - \frac{d_0 - d}{3} (L B + L_1 B_1 + \sqrt{L_1 B_1 L B}) \right] \gamma_{sumergido}$$

$$G_3 = \left[(6m)^2 (2m - 0,25m) - \frac{2m - 0,25m}{3} \left((6m)^2 + (1,8m)^2 + \sqrt{(1,8m)^2 \cdot (6m)^2} \right) \right] 8,5kN/m^3$$

$$G_3 = 287,39kN$$

$$N = G_1 + G_2 + G_3 = 875,84kN$$

Las cargas horizontales actuantes sobre la estructura, descompuestas respecto a los ejes x-x e y-y, son:

$$R_x = 69,37kN$$

$$R_y = 16,10kN$$

Por lo tanto los momentos actuantes sobre la fundación quedan definidos por:

$$M_x = 69,37kN \cdot (22,96m + 2m) = 1731,15kNm$$

$$M_y = 16,10kN \cdot (22,96m + 2m) = 401,85kNm$$

8.3.1 Verificación tensión máxima

Para conocer en qué posición se encuentra el centro de presiones en la fundación, se analizan las excentricidades generadas respecto a ambos ejes, según las expresiones de las Ec. 3.31 y 3.32.

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{1731,15kNm}{875,84kN} = 1,98m$$

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{401,85kNm}{875,84kN} = 0,46m$$

La fórmula de flexión compuesta solo es aplicable si el centro de presiones se encuentra dentro del núcleo central, por lo que es necesario cumplir la condición definida en la Ec.3.33.

$$\frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B} = 6 \cdot \frac{0,46m}{6m} + 6 \cdot \frac{1,98m}{6m} = 1,83 > 1$$

Por lo que el centro de presiones cae fuera del núcleo central, entonces a partir de las condiciones expresadas en las Ec.3.34 y 3.35, es posible saber si se trata de un Caso II o III.

$$\frac{L}{4} = 1,5m > e_x$$

$$\frac{B}{4} = 1,5m < e_y$$

Al no cumplirse simultáneamente ambas condiciones, se trata de un **Caso III**.

Para el cálculo de la tensión máxima del suelo se ingresa al ábaco de Plock, con los siguientes valores, extraídos de las Ec. 3.36 y 3.37.

$$d = \frac{e_y}{B} = 0,33 ; c = \frac{e_x}{L} = 0,08$$

Obteniendo, a partir de la Fig.3.11, un factor $K=4,5$. Por lo tanto la tensión máxima es:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = K \frac{N}{L B} = 4,5 \cdot \frac{875,84kN}{6m \cdot 6m} = \mathbf{109,48 kPa} < \sigma_{adm} = \mathbf{300kPa} \Rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

8.3.2 Verificación al vuelco y deslizamiento

Ante la acción de cargas horizontales, es necesario verificar la seguridad al vuelco de la fundación. Donde el momento de vuelco y momento estabilizador se definen respectivamente como:

$$M_V = M_x = 1731,15kNm$$

$$M_E = N \frac{L}{2} = 875,84kN \cdot \frac{6m}{2} = 2627,51 kNm$$

Debe cumplirse la condición definida en la Ec.3.40.

$$\frac{2627,51kNm}{173,15kNm} = \mathbf{1,52} > 1,5 \Rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

También, ante la acción de cargas horizontales se debe verificar la seguridad al deslizamiento de la base, donde para suelos sin cohesión, debe cumplirse la condición definida en la Ec.3.41.

$$\frac{875,84kN \cdot \text{tg}(0,75 \cdot 29^\circ)}{69,37kN} = 4,91 > 1,5 \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.3.3 Cálculo estructural de la zapata

La losa inferior se considera como empotrada en el fuste. Su forma de trabajo es similar a la de una ménsula invertida cargada con la reacción del terreno, trabajando a flexión. En consecuencia, como cualquier elemento que trabaja a flexión es necesario dimensionar y armar la sección para que resista los momentos y esfuerzos cortantes que se producen.

La longitud de la ménsula considerada para el cálculo es en ambas direcciones:

$$k_x = k_y = \frac{L - c_x}{2} = \frac{6m - 1,2m}{2} = 2,4m$$

En base a las combinaciones de carga establecidas por el Reglamento CIRSOC 201-2005, definidas en la sección 5.1, el momento último actuante es:

$$M_{ux} = 1,6 \cdot 1731,15kNm = 2769,83kNm$$

$$M_{uy} = 1,6 \cdot 401,85kNm = 642,97kNm$$

Siendo el momento nominal:

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{0,9} = 3077,59kNm$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{0,9} = 714,41kNm$$

Las secciones críticas para flexión son planos verticales que pasan por las caras de la estructura empotrada en la base, por lo que la altura útil para flexión es:

$$d = D - \text{rec} = 2m - 0,07m = 1,93m$$

Las secciones críticas correspondientes al corte, se ubican a una distancia d de las caras de la estructura, siendo entonces la altura útil por corte:

$$d_{c_x} = d_{c_y} = 0,64m$$

Por último los perímetros críticos para verificar punzonamiento, se toman a una distancia $d/2$ desde el perímetro de la estructura, siendo la altura útil en este caso:

$$d_p = 1,45m$$

8.3.3.1 Verificación por punzonamiento

El perímetro de la sección crítica se define como:

$$b_0 = 2 \cdot (c_x + c_y) + 4 \cdot d_p = 2 \cdot (1,2m + 1,2m) + 4 \cdot 1,45m = 10,60m$$

El área de la sección crítica es:

$$A_0 = (c_x + d_p) \cdot (c_y + d_p) = (1,2m + 1,45m)^2 = 4,61m^2$$

Como la relación entre las dimensiones de la zapata β es igual a 1, el factor $F_1=4$, mientras que el factor F_2 se calcula como:

$$F_2 = \left(\alpha_s \cdot \frac{d_p}{b_0} + 2 \right) = 40 \cdot \frac{1,45m}{10,60m} + 2 = 7,47$$

Por lo que se adopta el mínimo de dichos factores, es decir, $F=4$.

Para verificar por punzonamiento, debe cumplirse la siguiente relación:

$$N \leq 0,75 \cdot F \cdot b_0 \cdot d_p \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{12}$$
$$65kN \leq 0,75 \cdot 4 \cdot 11,04m \cdot 1,56m \cdot \frac{\sqrt{30MPa}}{12}$$

$$65kN < 21046,24kN \Rightarrow \text{VERIFICA A PUNZONAMIENTO}$$

8.3.3.2 Verificación por corte

Deben cumplirse las relaciones:

$$V_{ux} \leq 0,75 \cdot b_{wy} \cdot d_{cx} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

$$V_{uy} \leq 0,75 \cdot b_{wx} \cdot d_{cy} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6}$$

Dónde:

$$b_{wx} = b_{wy} = \frac{5 \cdot L_1 + 3 \cdot L}{8} = 3,38m$$

El esfuerzo de corte es:

$$V_{ux} = V_{uy} = \sigma_{max} \cdot L \cdot (k_x - d_{cx})$$

$$V_{uy} = 109,48kPa \cdot 6m \cdot (2,4m - 0,64m) = 1156,10kN$$

Por lo tanto:

$$111kN \leq 0,75 \cdot 3,38mm \cdot 0,64m \cdot \frac{\sqrt{30MPa}}{6}$$

$$1156,10kN < 1478,85kN \Rightarrow \text{VERIFICA A CORTE}$$

8.3.3.3 Cálculo armaduras por flexión

Adoptando un diámetro de armadura inferior $d_b=25mm$, la altura útil en ambas direcciones es:

$$d_x = D - rec - \frac{d_b}{2} = 2m - 0,07m - 0,0125m = 1,92m$$

$$d_y = D - rec - d_b - \frac{d_b}{2} = 2m - 0,07m - 0,025m - 0,0125m = 1,89m$$

Siendo los correspondientes momentos reducidos:

$$m_{nx} = \frac{M_{nx}}{0,85 \cdot B_1 \cdot d_x^2 \cdot f'_c} = \frac{3077,59kNm}{0,85 \cdot 1,8m \cdot (1,92m)^2 \cdot 30MPa} = 0,018$$

$$m_{ny} = \frac{M_{ny}}{0,85 \cdot L_1 \cdot d_y^2 \cdot f'_c} = \frac{714,41kNm}{0,85 \cdot 1,8m \cdot (1,89m)^2 \cdot 30MPa} = 0,004$$

La cuantía mínima en voladizos es:

$$k_{a \text{ mín}} = \frac{2,8MPa}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{2,8MPa}{0,85 \cdot 30MPa} = 0,11$$

Por lo que el momento reducido mínimo se calcula como:

$$m_{n \text{ mín}} = k_{a \text{ mín}} \left(1 - \frac{k_{a \text{ mín}}}{2} \right) = 0,104$$

En este caso ambos momentos reducidos obtenidos en las direcciones x-x e y-y, son menores al mínimo, por lo tanto se adopta una armadura inferior mínima:

$$A_{\text{mín}_x} = A_{\text{mín}_y} = \frac{2,8MPa}{f_y} \cdot L_1 \cdot d_x = \frac{2,8MPa}{420MPa} \cdot 1800mm \cdot 1930mm = 23160mm^2 (48\phi 25)$$

La separación máxima entre armaduras debe ser menor que:

- 2,5 veces el espesor total de la base ($2,5 \cdot 2m = 500cm$)
- 25 veces el diámetro menor de la armadura ($25 \cdot 0,025m = 62,5cm$)

- **30cm**

La separación mínima, en cambio, deber ser la mayor de:

- El diámetro menor de la armadura (**2,5cm**)
- **2,5cm**

Por lo tanto se adopta una separación entre armaduras de 12,5cm.

El ala opuesta al centro de carga está prácticamente cargada por el peso del suelo y el peso propio, entonces al estar sometido a cargas horizontales, es necesario colocar armaduras superiores, considerando un momento:

$$M_{fpp} = \left[\gamma \cdot \frac{d_0 - d}{2} + \gamma_{H^o} \left(d + \frac{d_0 - d}{2} \right) \right] \cdot \frac{(L - L_1)^2}{8} \cdot B$$

$$M_{fpp} = \left[\frac{2m - 0,25m}{2} 18,5kN/m^3 + \left(0,25m + \frac{2m - 0,25m}{2} \right) 24kN/m^3 \right] \cdot \frac{(6m - 1,8m)^2}{8} \cdot 6m$$

$$M_{fpp} = 571,37kNm$$

Por lo que la armadura superior necesaria es:

$$A'_s = \frac{M_{fpp}}{0,966 \cdot 1,93m \cdot 0,9 \cdot 42kN/cm^2} = 8,11cm^2$$

Se adoptan armaduras $\phi 12$ con una separación de 26,5cm.

8.3.4 Resumen de armado zapata de hormigón armado

Armadura inferior: 48 $\phi 25$ en ambas direcciones con una separación de 12,5cm.

Armadura superior: 1 $\phi 12$ cada 26,5cm en ambas direcciones

En los planos 25 y 26 del anexo II se detallan las características de la fundación.

8.4 PILOTE ÚNICO CON CABEZAL

Características del pilote:

Cota de fundación: -5m

Diámetro del pilote: 1,20m

Altura del cabezal: 1m

El cabezal se coloca sobre el nivel del terreno natural para evitar el contacto directo de la estructura metálica con el suelo.

Se considera un peso específico del suelo sumergido de $7,65\text{kN/m}^3$ y un ángulo de fricción interna $\phi=31^\circ$, obtenidos como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo, por lo que el valor de empuje pasivo es:

$$K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{31^\circ}{2} \right) = 3,12$$

8.4.1 Cálculo Pilote

8.4.1.1 Verificación capacidad de carga a fuerzas verticales

Para un ángulo de fricción interna $\phi=37^\circ$ (correspondiente al estrato ubicado en la cota de fundación), el factor de capacidad de carga de Meyerhof es:

$$N_q^* = 190$$

La capacidad de punta límite es la definida en la Ec.6.16.

$$q_l = 50.190. tg(37^\circ) = 7158,76\text{kPa}$$

$$q_{l\text{adm}} = \frac{7158,76\text{kN/m}^3}{2} = 3579,38\text{kPa} > q_{p\text{adm}} = 1700\text{kPa}$$

Por lo que la resistencia de punta es:

$$Q_{p\text{adm}} = q_{p\text{adm}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 1700\text{kPa} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2\text{m})^2 = 1922,65\text{kN}$$

En referencia a la resistencia friccional admisible:

$$Q_{f\text{adm}} = \pi 1,2\text{m}(2\text{kPa} \cdot 1\text{m} + 8\text{kPa} \cdot 1,1\text{m} + 11,4\text{kPa} \cdot 0,9\text{m} + 8\text{kPa} \cdot 1,2\text{m} + 20\text{kPa} \cdot 0,8\text{m})$$

$$Q_{f\text{adm}} = 175,90\text{kN}$$

Por lo tanto la capacidad admisible total es:

$$Q_{\text{adm}} = Q_{p\text{adm}} + Q_{f\text{adm}} = 1922,65\text{kN} + 175,90\text{kN}$$

La carga actuante a nivel de fundación es:

$$N_T = N + P_{\text{pilote}} - P_{\text{suelo}}$$

$$N_T = 53,79\text{kN} + \frac{\pi}{4}(1,2\text{m})^2 5\text{m} 24\text{kN/m}^3 - \frac{\pi}{4}(1,2\text{m})^2 5\text{m} 7,65\text{kN/m}^3 = 146,25\text{kN}$$

$$Q_{adm} = 2098,56kN > N_T = 146,25kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.4.1.2 Verificación capacidad de carga a fuerzas horizontales

Es necesario clasificar al pilote como corto, intermedio o largo, para hacerlo se calculan las longitudes límites, donde para definirlo como pilote corto. De la Ec.3.50, la longitud debe ser menor que:

$$L_1 = \sqrt[3]{\frac{M}{\gamma'K_pD}} = \sqrt[3]{\frac{2794,96kNm}{7,65kN/m^3 \cdot 3,12 \cdot 1,2m}} = 4,60m < 6m$$

Entonces se calcula el límite a partir del cual se considera como pilote largo según la Ec.3.51:

$$L_2^3 - 4,76 \left(\frac{M_u}{K_p \gamma' D} \right)^{\frac{2}{3}} L_2 + \frac{2M_u}{K_p \gamma' D} = 0 \Rightarrow L_2 = 8,77m > 6m$$

Por lo tanto se clasifica como **pilote intermedio**. En este tipo de pilotes se produce una combinación de plastificación del suelo y formación de una rótula plástica en el pilote, en la zona del cabezal. El modo de calcular la carga horizontal última, es calculando ésta para las longitudes L_1 y L_2 , para luego interpolar para la longitud que posee realmente el pilote. Esta interpolación puede ser lineal.

Para la longitud límite L_1 , de la Ec. 3.52, la carga horizontal última es:

$$H_{u_1} = 1,5 \cdot 3,12 \cdot 7,65kN/m^3 \cdot 1,2m \cdot (4,60m)^2 = 911,02kN$$

En cambio de la Ec. 3.53, para la longitud límite L_2 es:

$$H_{u_2} = 2,38 \sqrt[3]{(2720,20kNm)^2 \cdot 7,65kN/m^3 \cdot 1,2m \cdot 3,12} = 1445,48kN$$

Interpolando linealmente entre estos valores para una longitud $L=5m$, la carga horizontal última es:

$$H_u = 962,06kN > 2 \cdot N = 2 \cdot 113,94kN = 227,89kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.4.1.3 Cargas de diseño actuantes sobre el pilote

Las fuerzas que actúan sobre el pilote, son los calculados en base a las combinaciones de carga del Reglamento CIRSOC 201-05, como se muestra en la sección 5.1.1 del presente trabajo.

Cargas últimas:

Fuerza Normal: $N = 64,55kN + P_{cabezal} = 64,55kN + \frac{\pi}{4} (1,2m)^2 \cdot 6m = 142,31kN$

Resultante de cargas horizontales: $R = 113,94kN$

Momento para fundaciones profundas: $M = 2730kNm$

8.4.1.4 Descripción del modelo estructural

Para el análisis estructural del pilote, se utiliza el programa SAP2000, en el cual se realiza la interacción suelo-pilote a través del modelo de Winkler, el cual propone que el desplazamiento transversal en cualquier punto del suelo que actúa como soporte, es directamente proporcional a la presión aplicada en dicho punto y además independiente de los demás puntos adyacentes al mismo. Por lo que se modela, con resorte en ambas direcciones, cada 0,25m de profundidad, donde la rigidez del resorte en cada uno de ellos se calcula como:

$$q [kN/m] = C_t \cdot \pi \cdot D \cdot 0,25m$$

Donde C_t es el coeficiente de balasto horizontal en el punto analizado; D el diámetro del pilote.

Los esfuerzos obtenidos se muestran en las tablas 8.2 a 8.4, junto a los correspondientes diagramas.

Tabla N° 8.2- Valores y diagrama de esfuerzo normal para fundación con pilote único en estructuras de suspensión



Esfuerzo Normal					
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN
0	-142,31	1,875	-193,20	3,75	-244,10
0,125	-145,70	2	-196,60	3,875	-247,49
0,25	-149,10	2,125	-199,99	4	-250,88
0,375	-152,49	2,25	-203,38	4,125	-254,28
0,5	-155,88	2,375	-206,78	4,25	-257,67
0,625	-159,28	2,5	-210,17	4,375	-261,06
0,75	-162,67	2,625	-213,56	4,5	-264,46
0,875	-166,06	2,75	-216,95	4,625	-267,85
1	-169,45	2,875	-220,35	4,75	-271,24
1,125	-172,85	3	-223,74	4,875	-274,63
1,25	-176,24	3,125	-227,13	5	-278,03
1,375	-179,63	3,25	-230,53		
1,5	-183,03	3,375	-233,92		
1,625	-186,42	3,5	-237,31		
1,75	-189,81	3,625	-240,71		

Tabla N° 8.3- Valores y diagrama de esfuerzo de corte para fundación con pilote único en estructuras de suspensión



Esfuerzo Cortante					
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN
0	-113,94	1,875	283,88	3,75	931,24
0,125	-113,94	2	283,88	3,875	1000,93
0,25	-113,94	2,125	360,35	4	1000,93
0,375	-92,31	2,25	360,35	4,125	1058,13
0,5	-92,31	2,375	468,20	4,25	1058,13
0,625	-53,20	2,5	468,20	4,375	1196,23
0,75	-53,20	2,625	571,34	4,5	1196,23
0,875	-0,40	2,75	571,34	4,625	1291,26
1	-0,40	2,875	668,10	4,75	1291,26
1,125	62,62	3	668,10	4,875	1340,63
1,25	62,62	3,125	757,13	5	1340,63
1,375	132,78	3,25	757,13		
1,5	132,78	3,375	849,72		
1,625	207,33	3,5	849,72		
1,75	207,33	3,625	931,24		

Tabla N° 8.4- Valores y diagrama de momento flector para fundación con pilote único en estructuras de suspensión



Momento Flector					
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	2730,00	1,875	2658,80	3,75	1471,79
0,125	2744,24	2	2623,31	3,875	1346,68
0,25	2758,49	2,125	2578,27	4	1221,56
0,375	2770,02	2,25	2533,22	4,125	1089,30
0,5	2781,56	2,375	2474,70	4,25	957,03
0,625	2788,21	2,5	2416,17	4,375	807,50
0,75	2794,86	2,625	2344,76	4,5	657,97
0,875	2794,91	2,75	2273,34	4,625	496,56
1	2794,96	2,875	2189,83	4,75	335,16
1,125	2787,13	3	2106,31	4,875	167,58
1,25	2779,31	3,125	2011,67	5	0,00
1,375	2762,71	3,25	1917,03		
1,5	2746,11	3,375	1810,82		
1,625	2720,20	3,5	1704,60		
1,75	2694,28	3,625	1588,20		

8.4.1.5 Dimensionado carga axial

A partir de la Ec.4.13 la armadura longitudinal necesaria es:

$$A_{st} = \frac{\frac{169,45 \text{ kN}}{0,80 \cdot 0,65} - 0,85 \cdot 30000 \text{ kPa} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2 \text{ m})^2}{42 \text{ kN/cm}^2 - 0,85 \cdot 3 \text{ kN/cm}^2} = -723,27 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{Se adopta } A_{min}$$

La armadura mínima adoptada es el 1% de la sección bruta de hormigón, siendo:

$$A_{min} = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (120cm)^2 = 113,1cm^2$$

8.4.1.6 Verificación flexión compuesta

En referencia a los casos más desfavorables, mediante el uso de los diagramas de interacción para secciones circulares (Figuras 8.3 a 8.5), se analizan los casos en las secciones de combinación de momento y esfuerzo normal en la superficie de terreno natural, máximo momento y por último la sección con máximo esfuerzo normal.

Para:

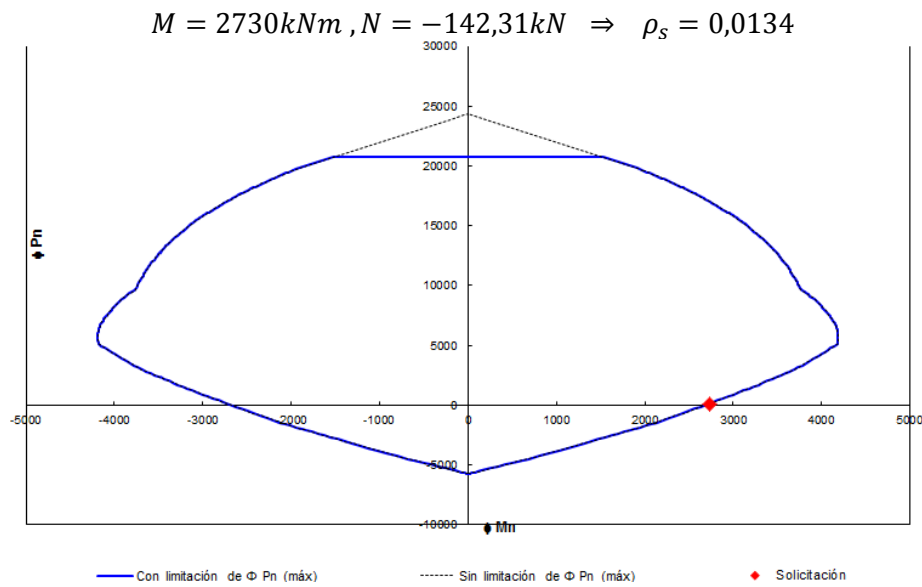


Figura N° 8.3 – Diagrama de interacción 1 para la sección circular analizada (Torre de suspensión)

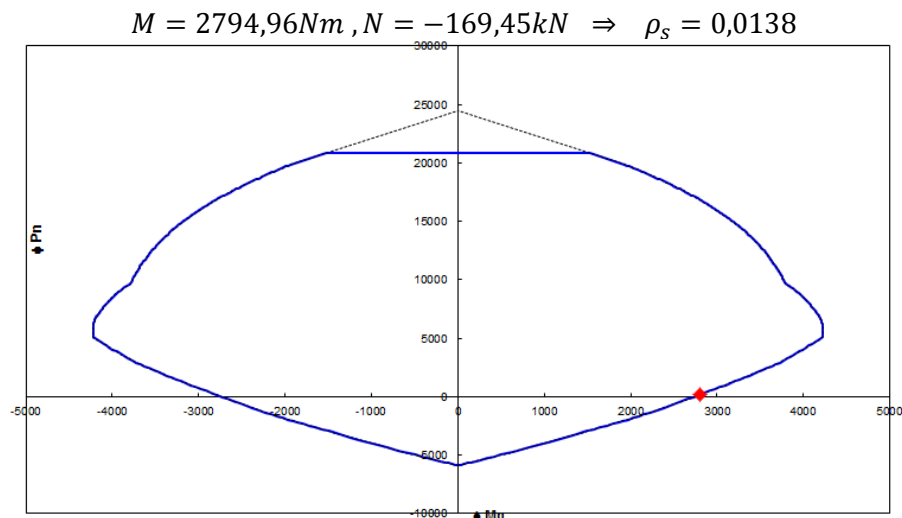


Figura N° 8.4 – Diagrama de interacción 2 para la sección circular analizada (Torre de suspensión)

$$M = 0kNm , N = -278,03kN \Rightarrow \rho_s = 0,00$$

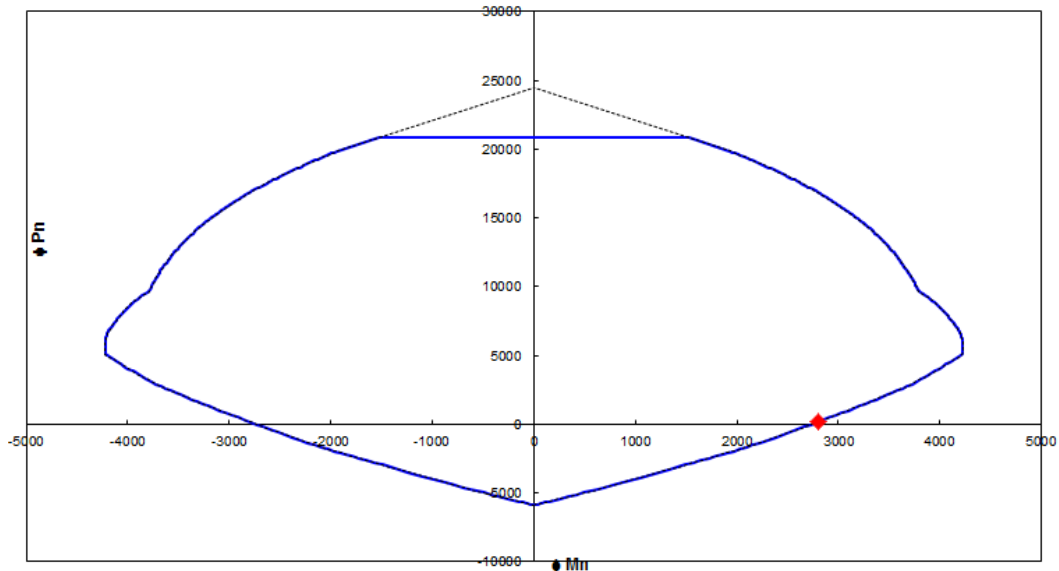


Figura N° 8.5 – Diagrama de interacción 3 para la sección circular analizada (Torre de suspensión)

Por lo que se adopta la cuantía requerida para la sección con máximo momento.

$$A_{St} = 0,0138 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2m)^2 = 156,07cm^2 (32\phi 25)$$

Donde esta armadura es mayor a la obtenida en el dimensionado por cargas axiales y por lo tanto es la adoptada.

A partir de una profundidad de -3m, para $M=2106,31kNm$ y $N=223,74kN$, se requiere una cuantía de 1%.

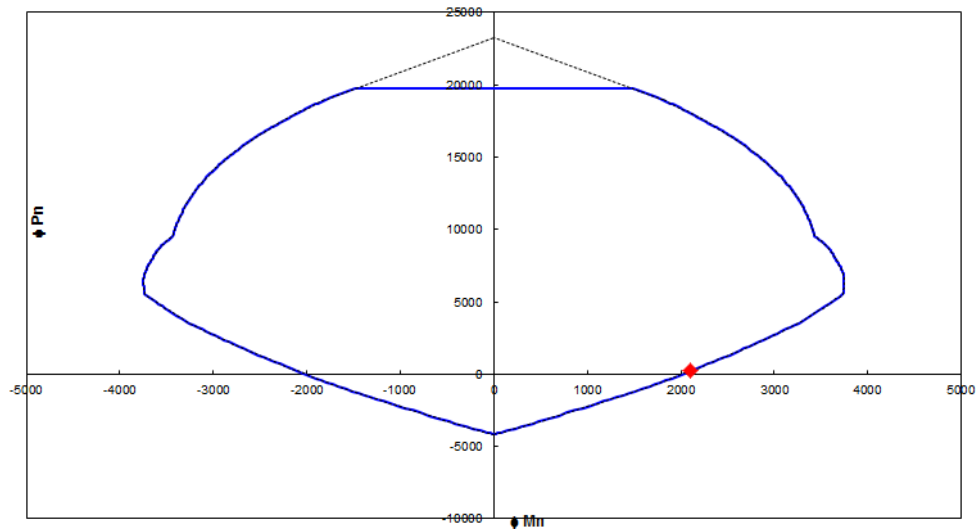


Figura N° 8.6 – Diagrama de interacción 4 para la sección circular analizada (Torre de suspensión)

Por lo tanto a partir desde esta cota, la armadura longitudinal adoptada es:

$$A_{st} = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2m)^2 = 113,1cm^2 \text{ (23}\phi\text{25)}$$

8.4.1.7 Verificación de tensiones en el hormigón del fuste

Para verificar el fuste se debe cumplir:

$$\sigma'_b = \frac{N}{\frac{\pi}{4}(D)^2} = \frac{80,38kN}{\frac{\pi}{4}(1,2m)^2} = 71,07kPa < 0,5f'_c = 15000kPa \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.4.1.8 Dimensionado al corte

En referencia al esfuerzo cortante, el máximo se genera a una profundidad de -5m siendo $V_u=1340,63kN$.

Para conocer la armadura necesaria al corte se calcula en primer lugar la resistencia del hormigón al corte según la Ec. 4.16.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{30MPa} \cdot 1,2m \cdot 0,8 \cdot 1,2m = 1051,63 \text{ kN}$$

$$V_u > \phi V_c = 0,75 \cdot 1051,63kN = 788,72kN$$

Dónde:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 1340,63kN - 788,72kN = 551,91kN$$

Adoptando un paso de 20cm, la armadura de corte requerida es:

$$A_v = V_s \cdot \frac{s}{f_{yt}d} = 551,91kN \cdot \frac{0,2m}{0,75 \cdot 42 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,8 \cdot 1,2m} = 3,65cm^2$$

La armadura mínima necesaria a corte definida por el Reglamento CIRSOC 201-05, se calcula según la Ec.4.17:

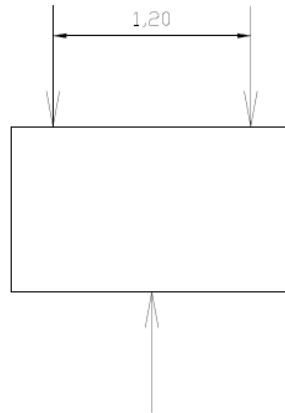
$$A_{v_{min}} = \frac{1}{16} \frac{\sqrt{30MPa}}{420MPa} \cdot 120cm \cdot 20cm = 1,96cm^2 \Rightarrow \text{se adopta } A_v = 3,65cm^2$$

Esta armadura constituye 2 veces la sección de armadura helicoidal necesaria, por lo que se adopta 1 ϕ 16.

8.4.2 Cálculo cabezal

Se dimensiona un cabezal con 1m de altura y 1,8m de lado.

Para el cálculo correspondiente al pilote analizado, se supone un sistema como el siguiente:



Donde la carga inferior representa la reacción sobre el pilote generada por dos reacciones correspondientes a dos patas de la estructura metálica, calculando en la dirección x, perpendicular a la traza de la línea, las armaduras debidas a dos esfuerzos de compresión representados por las reacciones de los nodos 126 y 129, y dos esfuerzos de tracción de los nodos 127 y 128.

8.4.2.1 Dimensionado armadura inferior

El esfuerzo de compresión generado en dos patas de la estructura es, según el análisis de carga de la sección 5.1:

$$N = 677,72kN + 676,18kN = 1353,9kN$$

Donde el esfuerzo de tracción inferior, según la expresión de Fremy, es:

$$Z_i = \frac{N}{4h} \left(e - \frac{a^2}{3e} \right)$$

Donde e es la separación entre las patas de la estructura (1,2m); a es el diámetro del pilote (1,2m).

La altura útil h máxima a considerar es:

$$h = 0,7 \left(e - \frac{a}{2} \right) = 0,7 (1,2m - 0,6m) = 0,42m$$

A pesar de ser la altura del cabezal de 1m, no puede suponerse para el cálculo una altura útil mayor a 0,42m, ya que la resistencia de la armadura no puede usarse plenamente a causa de la elevada oblicuidad de las bielas, por lo que el esfuerzo de tracción inferior es:

$$Z_i = \frac{1353,9kN}{4 \cdot 0,42m} \left(1,2m - \frac{(1,2m)^2}{3 \cdot 1,2m} \right) = 644,71kN$$

La armadura inferior necesaria es:

$$A_s = \frac{Z_i}{\sigma_{adm A^\circ}} = \frac{644,71kN}{24kN/cm^2} = 26,86cm^2$$

8.4.2.2 Dimensionado armadura superior

Respecto a la armadura superior se calcula a partir de los esfuerzos de tracción generados por dos patas de la estructura, obteniendo un esfuerzo:

$$T = 649,78kN + 650,33kN = 1300,11kN$$

$$Z_s = \frac{T}{4h} \left(e - \frac{a^2}{3e} \right) = \frac{1300,11kN}{4,0,42m} \left(1,2m - \frac{(1,2m)^2}{3,1,2m} \right) = 619,1kN$$

La armadura superior necesaria es:

$$A'_s = \frac{Z_s}{\sigma_{adm A^\circ}} = \frac{619,1kN}{24kN/cm^2} = 25,8cm^2$$

8.4.2.3 Verificación armadura mínima

$$A_{sT} = A_s + A'_s = 26,86cm^2 + 25,8cm^2 = 52,66cm^2$$

La armadura mínima exigida por reglamento es de 1%, siendo:

$$A_{min} = 0,01 \cdot 180cm \cdot 100cm = 180cm^2 > A_{sT} \Rightarrow \text{se adopta armadura mínima}$$

8.4.3 Resumen de armado pilote único con cabezal

Las armaduras adoptadas para el pilote son:

Armadura longitudinal hasta -3m: 32 ϕ 25

Armadura longitudinal desde -3m: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal: 1 ϕ 16 con paso=20cm

Las armaduras adoptadas para el cabezal son:

Armadura cara superior: 13 ϕ 25 en ambas direcciones, con una separación de 13,5cm.

Armadura cara inferior: 25 ϕ 25 en ambas direcciones, con una separación de 6,5cm.

Armadura de cara lateral: Como armadura horizontal se adopta 1 ϕ 25 cada 20cm y como armadura vertical 1 ϕ 25 cada 13,5cm.

En el plano 27 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

8.5 GRUPO DE PILOTES

Al igual que en el caso anterior, se considera un cabezal de 1m de altura sobre el nivel del terreno natural para evitar un contacto directo del suelo con la estructura metálica.

Se propone el diseño de grupo de 2, 3 y 4 pilotes.

8.5.1 Diseño de grupo de dos pilotes

Características adoptadas:

Cota de fundación: -15,00m

Diámetro de pilotes: 0,80m

Distancia entre pilotes: 2,40m

Altura del cabezal: 1m

Se considera un peso específico del suelo sumergido de $7,67\text{kN/m}^3$ obtenido como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo.

8.5.1.1 Cargas actuantes

Para determinar la carga generada sobre cada uno de los pilotes, se define como ubicación del grupo en una dirección a 13° respecto al eje perpendicular de la traza, como se muestra en la Fig.8.7, de modo de que la resultante del momento generado sobre la estructura coincida con el eje del grupo de pilotes.

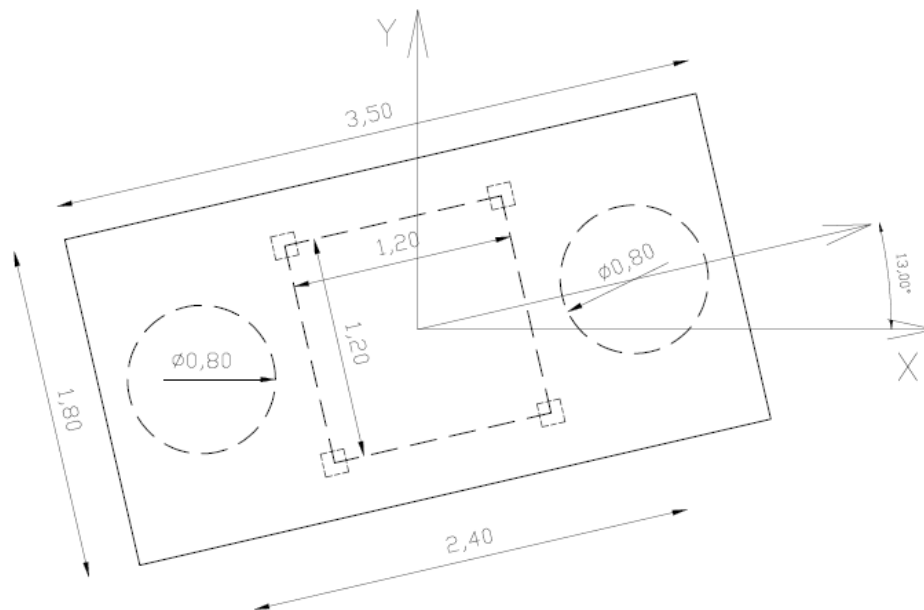


Figura N° 8.7 – Orientación grupo de 2 pilotes en la traza

La carga sobre cada pilote se calcula como:

$$Pilote comprimido \Rightarrow R_C = \frac{N}{2} + \frac{M}{L} + P_{pilote} + \frac{P_{cabezal}}{2} - P_{suelo}$$

$$R_C = \frac{53,79kN}{2} + \frac{1706,3kNm}{2,4m} + \frac{\pi}{4} \left[(1m \cdot 1,8m \cdot \frac{3,5m}{2} + (0,8m)^2 \cdot 15m) 24kN/m^3 - (0,8m)^2 \cdot 15m \cdot 7,67kN/m^3 \right]$$

$$R_C = 899,66kN$$

$$Pilote traccionado \Rightarrow R_T = \frac{N}{2} - \frac{M}{L} + P_{pilote\ sumergido} + \frac{P_{cabezal}}{2} - P_{suelo}$$

$$R_T = \frac{53,79kN}{2} - \frac{1706,3kNm}{2,4m} + \frac{\pi}{4} \left[(1m \cdot 1,8m \cdot \frac{3,5m}{2} \cdot 24kN/m^3 + (0,8m)^2 \cdot 15m \cdot 14kN/m^3) - (0,8m)^2 \cdot 15m \cdot 7,67kN/m^3 \right]$$

$$R_T = 597,37kN$$

8.5.1.2 Verificación de capacidad de carga a compresión

La resistencia friccional admisible es:

$$Q_f = \pi \cdot \phi \cdot q_{fadm}$$

$$Q_f = 711,66kN$$

La resistencia de punta:

$$Q_p = \frac{\pi}{4} (0,8m)^2 \cdot 1100kPa = 552,92kN$$

Por lo tanto la capacidad de carga a compresión es:

$$Q_{cadm} = Q_f + Q_p$$

$$Q_{cadm} = 807,89kN + 863,94kN = 1264,58kN$$

$$Q_{cadm} = 1264,58kN > 899,66kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.5.1.3 Verificación de capacidad de carga a tracción

La capacidad de carga a tracción es:

$$Q_{Tadm} = 0,9Q_f$$

$$Q_{Tadm} = 0,9 \cdot 807,89kN = 640,49kN$$

$$Q_{Tadm} = 640,49kN > 597,37kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.5.1.4 Cálculo de armadura longitudinal

A partir de la Ec. 4.13 la armadura longitudinal necesaria es:

$$A_{st} = \frac{\frac{785,41kN}{0,80 \cdot 0,65} - 0,85 \cdot 30000kPa \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (0,8m)^2}{42kN/cm^2 - 0,85 \cdot 3kN/cm^2} = -286,62cm^2 < 0 \Rightarrow \text{Se adopta } A_{min}$$

La armadura mínima adoptada es el 1% de la sección bruta de hormigón, siendo:

$$A_{min} = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (80cm)^2 = 50,27cm^2 \text{ (16}\phi\text{20)}$$

8.5.1.5 Cálculo de armadura transversal

Para la armadura de corte en primer lugar se define cual es el esfuerzo cortante sobre los pilotes, considerando el esfuerzo normal sobre el pilote traccionado mayorado según la correspondiente combinación de carga:

$$N = -\frac{53,79kN}{2} \cdot 0,9 + \frac{1706,3kNm}{2,4m} \cdot 1,6 = 1125,43kN$$

La fuerza cortante por la redistribución de la carga normal por la diferencia entre las dimensiones de la estructura y el diámetro del pilote es:

$$Z = \frac{N}{4} \left(1 - \frac{a}{D}\right) = \frac{1125,43kN}{4} \left(1 - \frac{1,2m}{0,8m}\right) = 140,68kN$$

La resistencia al corte del hormigón, no se considera por estar sometido a una tracción axial significativa.

$$V_c = 0 \Rightarrow \phi V_s = 140,68kN$$

Adoptando un paso de 20cm, la armadura de corte necesaria es, según la Ec.4.18:

$$A_v = \frac{V_s s}{f_{yt} d} = \frac{140,68kN \cdot 0,2m}{0,75 \cdot 42kN/cm^2 \cdot 0,8 \cdot 0,8m} = 1,4cm^2$$

La armadura mínima es, según la Ec.4.17:

$$A_{vmin} = \frac{1 \sqrt{30MPa}}{16 \cdot 420MPa} \cdot 80cm \cdot 20cm = 1,3cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta } A_v = 1,4cm^2$$

Esta armadura constituye 2 veces la sección de armadura helicoidal necesaria, por lo que se adopta 1 Φ 12.

8.5.1.6 Cálculo cabezal

Se define una altura de cabezal de 1m con una altura útil de 90cm.

El esfuerzo de tracción inferior generado sobre el cabezal se calcula como:

$$Z = \frac{N}{4h} \left(e - \frac{a^2}{3e} \right)$$

Siendo h la altura útil del cabezal; e la separación entre pilotes; a el ancho de la estructura.

La altura útil límite de validez del método de las bielas es:

$$h \leq 0,7 \left(e - \frac{a}{2} \right) = 0,7 \left(2,4m - \frac{1,2m}{2} \right) = 1,26m \Rightarrow \text{se adopta } h = 0,9m$$

N es la carga de compresión total generada desde la estructura que se define a partir de la combinación de carga, como:

$$N = 1,2 \cdot 53,79kN + 1,6 \cdot 1327kN = 2187,76kN$$

$$Z = \frac{2187,76kN}{4 \cdot 0,9m} \cdot \left(2,4m - \frac{(1,2m)^2}{3 \cdot 2,4m} \right) = 1336,96kN$$

La sección de armadura inferior necesaria es:

$$A_s = \frac{Z}{\sigma_a} = \frac{1336,96kN}{24kN/cm^2} = 55,71cm^2$$

El esfuerzo de tracción superior se calcula de la misma manera pero considerando a la carga N, como el esfuerzo de tracción de la estructura siendo:

$$N_s = 0,9 \cdot -53,79kN + 1,6 \cdot 1327kN = 2074,79kN$$

$$Z_s = \frac{2074,79kN}{4 \cdot 0,9m} \left(2,4m - \frac{(1,2m)^2}{3 \cdot 2,4m} \right) = 1267,93kN$$

Siendo la sección de armadura superior necesaria:

$$A'_s = \frac{1267,93kN}{24kN/cm^2} = 52,83cm^2$$

La armadura total necesaria es:

$$A_T = A_s + A'_s = 55,71cm^2 + 52,83cm^2 = 108,54cm^2$$

La armadura mínima exigida es:

$$A_{min} = 0,01 \cdot 100cm \cdot 180cm = 180cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta armadura mínima}$$

Por lo que se colocan 13 ϕ 25 como armadura superior con una separación de 13,5cm y 25 ϕ 25 como armadura inferior con una separación de 6,5cm.

Como armadura horizontal en las caras laterales del cabezal se adoptan armaduras ϕ 25 cada 20cm.

Se consideran estribos de diámetro 12mm cada 24cm.

8.5.1.7 Verificaciones del cabezal

Para verificar las bielas comprimidas es necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

$$\sigma'_b = \frac{N}{B \cdot \sin^2 \alpha} \leq 0,5f'_c$$

Donde B es la sección recta de la columna y α el ángulo de la biela comprimida.

$$\frac{2187,76kN}{1,2m \cdot \sin^2 45^\circ} = 3646,27kPa < 15000kPa \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$\sigma'_{bl} = \frac{N}{2B' \sin^2 \alpha} \leq 0,5f'_c$$

Donde B' es la sección recta de un pilote.

$$\frac{2187,76kN}{2 \cdot 0,8m \cdot \sin^2 45^\circ} = 2734,7kPa < 15000kPa \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.5.1.8 Resumen de armado de grupo de dos pilotes

Pilotes:

Armadura longitudinal: 16 Φ 20

Armadura helicoidal: 1 Φ 12, paso=20cm

Cabezal:

Armadura superior: 13 Φ 25 con una separación de 13,5cm.

Armadura inferior: 25 Φ 25 con una separación de 6,5cm.

Armadura lateral horizontal: 1 Φ 25 cada 20cm.

Estribos: 1 Φ 12 cada 24cm.

En el plano 28 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

8.5.2 Diseño de grupo de tres pilotes

Características adoptadas:

Cota de fundación: -11,00m

Diámetro de pilotes: 0,80m

Distancia entre pilotes: 2,40m

Altura del cabezal: 1m

Se considera un peso específico del suelo sumergido de $7,63\text{kN/m}^3$ obtenido como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo.

8.5.2.1 Cargas actuantes

Para determinar la carga sobre cada pilote, se adopta una configuración como la mostrada en la Fig.8.8, que permite obtener la forma de ubicación más favorable:

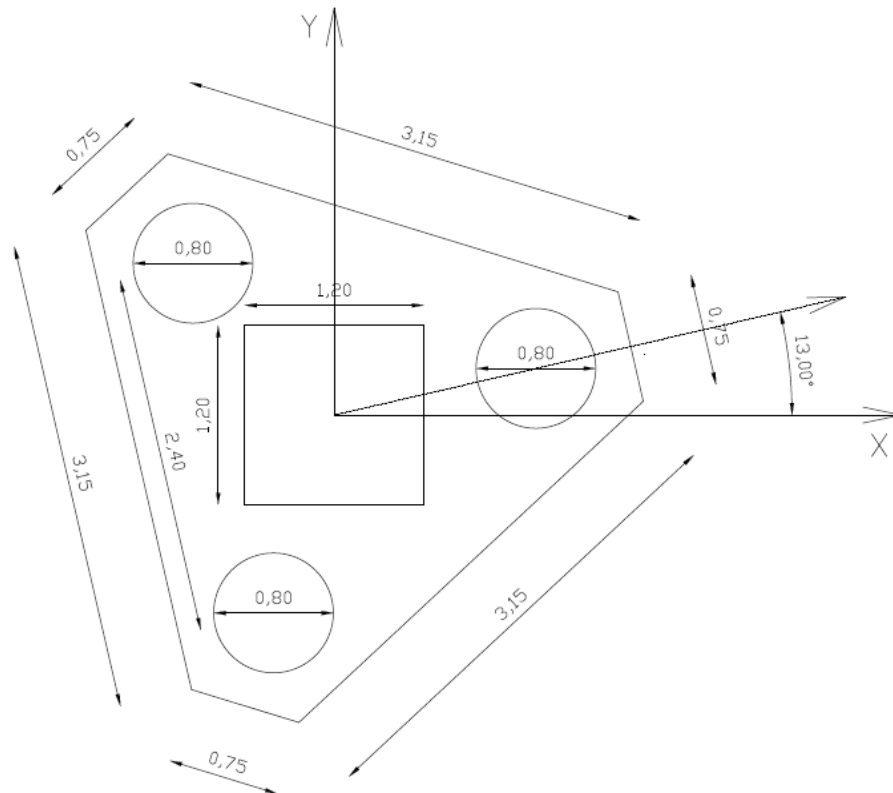


Figura N° 8.8 - Orientación grupo de 3 pilotes en la traza

La carga sobre cada uno de los pilotes se calcula como:

$$\text{Pilote comprimido} \Rightarrow R_i = \frac{N}{3} \pm \frac{M_x x_i}{\sum x_i} \pm \frac{M_y y_i}{\sum y_i} + P_{\text{pilote}} + \frac{P_{\text{cabezal}}}{3} - P_{\text{suelo}}$$

$$\text{Pilote traccionado} \Rightarrow R_i = \frac{N}{3} \pm \frac{M_x x_i}{\sum x_i} \pm \frac{M_y y_i}{\sum y_i} + P_{\text{pilote sumergido}} + \frac{P_{\text{cabezal}}}{3} - P_{\text{suelo}}$$

$$R_1 = \frac{53,79kN}{3} - \frac{1661,78kNm \cdot 0,41m}{2,88m^2} - \frac{385,75kNm \cdot 1,33m}{2,88m^2} + \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{8,64m^2}{3} \cdot 24kN/m^3 \right) + (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 14kN/m^3 \right] - (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 7,63kN/m^3$$

$$\mathbf{R_1 = -312,77kN (traccionado)}$$

$$R_2 = \frac{53,79kN}{3} + \frac{1661,78kNm \cdot 1,35m}{2,88m^2} + \frac{385,75kNm \cdot 0,31m}{2,88m^2} + \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{8,64m^2}{3} + (0,8m)^2 \cdot 10m \right) 24kN/m^3 \right] - (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 7,63kN/m^3$$

$$\mathbf{R_2 = 974,55kN (comprimido)}$$

$$R_3 = \frac{53,79kN}{3} - \frac{1661,78kNm \cdot 0,95m}{2,88m^2} + \frac{617,21kNm \cdot 1,01m}{2,88m^2} + \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{8,64m^2}{3} \right) 24kN/m^3 + (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 14kN/m^3 \right] - (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 7,63kN/m^3$$

$$\mathbf{R_3 = -314,20kN (traccionado)}$$

8.5.2.2 Verificación de capacidad de carga a compresión

La resistencia friccional admisible es:

$$Q_{fadm} = \pi \cdot \phi \cdot q_{fadm}$$

$$Q_{fadm} = 452,79kN$$

La resistencia de punta:

$$Q_{padm} = \frac{\pi}{4} (0,8m)^2 \cdot 1100kPa = 552,92kN$$

Por lo tanto la capacidad de carga a compresión es:

$$Q_{cadm} = Q_{fadm} + Q_{padm}$$

$$Q_{cadm} = 552,92kN + 452,79kN = 1005,71kN$$

$$\mathbf{Q_{cadm} = 1005,71kN > 974,55kN \Rightarrow VERIFICA}$$

8.5.2.3 Verificación de capacidad de carga a tracción

La capacidad de carga a tracción es:

$$Q_{Tadm} = 0,9Q_{fadm}$$

$$Q_{Tadm} = 0,9 \cdot 452,79kN$$

$$Q_{Tadm} = 407,51kN > 314,20kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.5.2.4 Cálculo de armadura longitudinal

A partir de la Ec. 4.13 la armadura longitudinal necesaria es:

$$A_{st} = \frac{\frac{902,39kN}{0,80 \cdot 0,65} - 0,85 \cdot 30000kPa \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (0,8m)^2}{42kN/cm^2 - 0,85 \cdot 3kN/cm^2} = -280,92cm^2 < 0 \Rightarrow \text{Se adopta } A_{min}$$

La armadura mínima adoptada es el 1% de la sección bruta de hormigón, siendo:

$$A_{min} = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (80m)^2 = 50,27cm^2 \text{ (16}\phi\text{20)}$$

8.5.2.5 Cálculo de armadura transversal

Para la armadura de corte en primer lugar se define cual es el esfuerzo cortante sobre los pilotes, considerando el esfuerzo normal sobre el pilote comprimido mayorado por la correspondiente combinación de carga:

$$N = -\frac{53,79kN}{4} \cdot 0,9 + 414,71kN \cdot 1,6 = 651,43kN$$

$$Z = \frac{N}{4} \left(1 - \frac{a}{D}\right) = \frac{651,43kN}{4} \left(1 - \frac{1,2m}{0,8m}\right) = 81,43kN$$

La resistencia al corte del hormigón, no se considera por estar sometido a una tracción axial significativa.

$$V_C = 0 \Rightarrow \phi V_s = 81,43kN$$

La armadura de corte necesaria es, adoptando un paso de 20cm, según la Ec.4.18:

$$A_v = \frac{V_s s}{f_{yt} d} = \frac{81,43kN \cdot 0,2m}{0,75 \cdot 42kN/cm^2 \cdot 0,8 \cdot 0,8m} = 0,81cm^2$$

La armadura mínima es, según la Ec.4.17:

$$A_{V_{min}} = \frac{1 \sqrt{30MPa}}{16 \cdot 420MPa} \cdot 80cm \cdot 20cm = 1,3cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta armadura mínima}$$

Esta armadura constituye 2 veces la sección de armadura helicoidal necesaria, por lo que se adopta 1Φ12.

8.5.2.6 Cálculo cabezal

Se adopta una altura de cabezal de 1m con una altura útil de 0,9m y con un sistema mixto con armaduras según los lados y emparrillado complementario.

La armadura inferior en forma de estribos debe soportar un esfuerzo de tracción:

$$Z_i = \frac{N}{9h} \left(e - \frac{a}{2} \right)$$

Donde β es un coeficiente que se adopta igual a 0,7 debido a que estas armaduras deben equilibrar una parte importante de la carga.

$$Z_i = \frac{2187,76kN}{9 \cdot 0,9m} \left(2,4m - \frac{1,2m}{2} \right) = 486,17kN$$

Siendo la armadura necesaria en forma de estribos laterales:

$$A_{est.lat.} = \frac{Z_i}{\sigma_a} = \frac{486,17kN}{24kN/cm^2} = 20,26cm^2 (5\phi 25)$$

La armadura del emparrillado complementario no se considera en el equilibrio de los esfuerzos de tracción. Con el objeto de controlar la fisuración se adopta 0,2 de la sección de armadura correspondiente a estribos laterales en cada dirección.

Armadura de emparrillado:

$$A_{emp} = 0,2 \cdot 20,26cm^2 = 4,05cm^2$$

Se adopta 1Φ12 cada 30cm en cada dirección.

La armadura superior en forma de estribos debe soportar un esfuerzo de tracción:

$$Z_s = \frac{T}{9h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{2074,79kN}{9 \cdot 0,9m} \left(2,4m - \frac{1,2m}{2} \right) = 461,06kN$$

$$A'_{est.lat.} = \frac{461,06kN}{24kN/cm^2} = 19,21cm^2 (4\phi 25)$$

Armadura de emparrillado superior:

$$A_{emp} = 0,2 \cdot 19,21cm^2 = 3,84cm^2$$

Se adopta 1 ϕ 12 cada 30cm en cada dirección.

8.5.2.7 Verificaciones del cabezal

Para verificar las bielas comprimidas es necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

$$\sigma'_b = \frac{N}{B \cdot \sin^2 \alpha} \leq 0,5f'_c$$

Donde B es la sección recta de la columna y α el ángulo de la biela comprimida.

$$\frac{2187,76kN}{1,2m \cdot \sin^2 45^\circ} = 3646,27kPa < 15000kPa \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$\sigma'_{bl} = \frac{N}{2B' \sin^2 \alpha} \leq 0,5f'_c$$

Donde B' es la sección recta de un pilote.

$$\frac{2187,76kN}{2 \cdot 0,8m \cdot \sin^2 45^\circ} = 2734,7kPa < 15000kPa \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.5.2.8 Resumen de armado de grupo de tres pilotes

Pilotes:

Armadura longitudinal: 16 Φ 20

Armadura helicoidal: 1 Φ 12, paso=20cm

Cabezal:

Emparrillado superior: 1 Φ 12 cada 30cm en ambas direcciones

Emparrillado inferior: 1 Φ 12 cada 30cm en ambas direcciones

Estribo lateral superior: 4 Φ 25 con separación de 10cm

Estribo lateral inferior: 5 Φ 25 con separación de 10cm.

Armadura vertical de cara lateral: 1 Φ 12 cada 30cm

En los planos 29 y 30 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

8.5.3 Diseño de grupo de cuatro pilotes

Características adoptadas:

Cota de fundación: -9,00m

Diámetro de pilotes: 0,80m

Distancia entre pilotes: 2,40m

Altura del cabezal: 1m

Se considera un peso específico del suelo sumergido de $7,48\text{kN/m}^3$ obtenido como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo.

8.5.3.1 Cargas actuantes

Para determinar la carga sobre cada pilote, se adopta una configuración como la presenta en la Fig.8.9, que permite obtener la forma de ubicación más favorable:

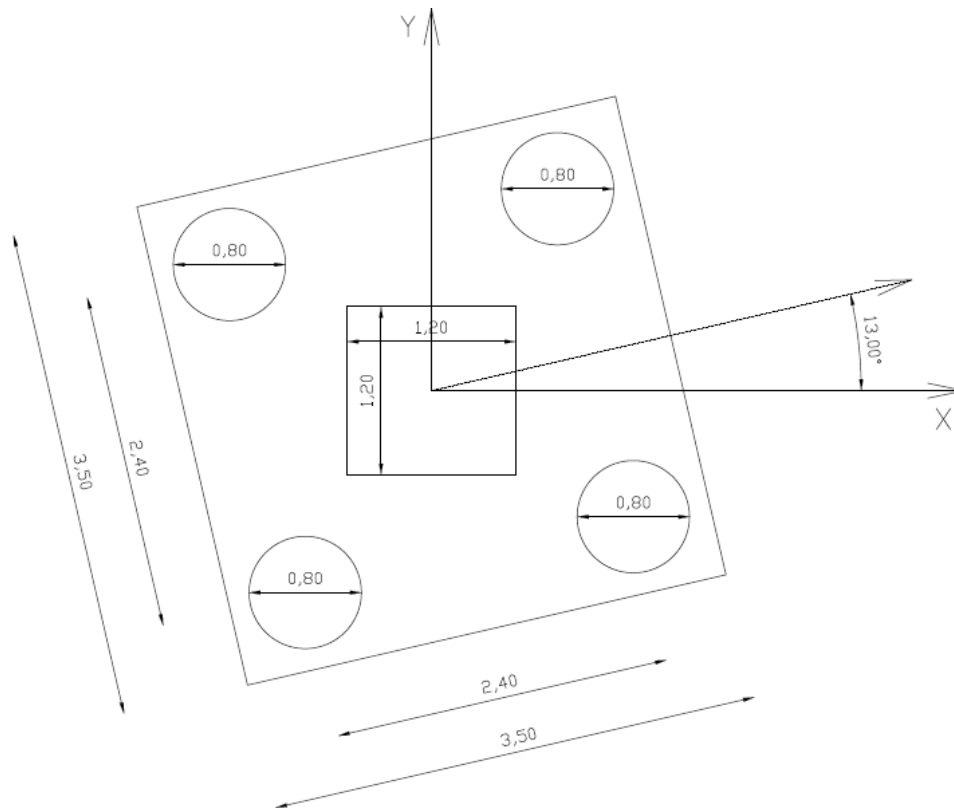


Figura N° 8.9 - Orientación grupo de 4 pilotes en la traza

La carga sobre cada uno de los pilotes se calculan como:

$$\text{Pilote comprimido} \Rightarrow R_i = \frac{N}{3} \pm \frac{M_x x_i}{\sum x_i} \pm \frac{M_y y_i}{\sum y_i} + P_{\text{pilote}} + \frac{P_{\text{cabezal}}}{3} - P_{\text{suelo}}$$

$$\text{Pilote traccionado} \Rightarrow R_i = \frac{N}{3} \pm \frac{M_x x_i}{\sum x_i} \pm \frac{M_y y_i}{\sum y_i} + P_{\text{pilote sumergido}} + \frac{P_{\text{cabezal}}}{3} - P_{\text{suelo}}$$

$$R_1 = \frac{53,79kN}{4} + \frac{1661,78kNm \cdot 0,9m}{5,76m^2} + \frac{385,75kNm \cdot 1,44m}{5,76m^2} + \frac{\pi}{4} \left[(3,5m \cdot \frac{3,5m}{4} \cdot 1m + (0,8m)^2 \cdot 9m) 24kN/m^3 - (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 7,48kN/m^3 \right]$$

$$R_1 = 517,53kN \text{ (comprimido)}$$

$$R_2 = \frac{53,79kN}{4} - \frac{1661,78kNm \cdot 1,44m}{5,76m^2} + \frac{385,75kNm \cdot 0,9m}{5,76m^2} + \frac{\pi}{4} \left[(3,5m \cdot \frac{3,5m}{4} \cdot 1m \cdot 24kN/m^3 + (0,8m)^2 \cdot 9m \cdot 14kN/m^3) - (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 7,48kN/m^3 \right]$$

$$R_2 = -238,52kN \text{ (traccionado)}$$

$$R_3 = \frac{53,79kN}{4} - \frac{1661,78kNm \cdot 0,9m}{5,76m^2} - \frac{385,75kNm \cdot 1,44m}{5,76m^2} + \frac{\pi}{4} \left[(3,5m \cdot \frac{3,5m}{4} \cdot 1m \cdot 24kN/m^3 + (0,8m)^2 \cdot 9m \cdot 14kN/m^3) - (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 7,48kN/m^3 \right]$$

$$R_3 = -239,38kN \text{ (traccionado)}$$

$$R_4 = \frac{53,79kN}{4} + \frac{1661,78kNm \cdot 1,44m}{5,76m^2} - \frac{385,75kNm \cdot 0,9m}{5,76m^2} + \frac{\pi}{4} \left[(3,5m \cdot \frac{3,5m}{4} \cdot 1m + (0,8m)^2 \cdot 9m) 24kN/m^3 - (0,8m)^2 \cdot 10m \cdot 7,48kN/m^3 \right]$$

$$R_4 = 516,68kN \text{ (comprimido)}$$

8.5.3.2 Verificación de capacidad de carga a compresión

La resistencia friccional admisible es:

$$Q_{fadm} = \pi \cdot \phi \cdot q_{fadm}$$

$$Q_{fadm} = 310,54kN$$

La resistencia de punta:

$$Q_{padm} = \frac{\pi}{4} (0,8m)^2 \cdot 1100kPa = 854,51kN$$

Por lo tanto la capacidad de carga a compresión es:

$$Q_{Cadm} = Q_{fadm} + Q_{padm}$$

$$Q_{c_{adm}} = 622,7kN + 423,33kN = 1165,05kN$$

$$1165,05kN > 517,53kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.5.3.3 Capacidad de carga a tracción

La capacidad de carga a tracción es:

$$\text{Tracción} \Rightarrow Q_{T_{adm}} = 0,9Q_{f_{adm}}$$

$$Q_{T_{adm}} = 0,9 \cdot 622,7kN = 279,49kN$$

$$279,49kN > 239,38kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.5.3.4 Cálculo de armadura longitudinal

A partir de la Ec.4.13 la armadura longitudinal necesaria es:

$$A_{st} = \frac{\frac{501,76kN}{0,80 \cdot 0,65} - 0,85 \cdot 30000kPa \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (0,8m)^2}{42kN/cm^2 - 0,85 \cdot 3kN/cm^2} = -300,45cm^2 < 0 \Rightarrow \text{Se adopta } A_{min}$$

La armadura mínima adoptada es el 1% de la sección bruta de hormigón, siendo:

$$A_{min} = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (80cm)^2 = 50,27cm^2 \text{ (16}\phi\text{20)}$$

8.5.3.5 Cálculo de armadura transversal

Para la armadura de corte en primer lugar se define cual es el esfuerzo cortante sobre los pilotes, considerando el esfuerzo normal sobre el pilote comprimido mayorado:

$$N = -\frac{53,79kN}{4} \cdot 0,9 + 356,09kN \cdot 1,6 = 557,64kN$$

$$Z = \frac{N}{4} \left(1 - \frac{a}{D}\right) = \frac{557,64kN}{4} \left(1 - \frac{1,2m}{0,8m}\right) = 69,71kN$$

La resistencia al corte del hormigón, no se considera por estar sometido a una tracción axial significativa.

$$V_c = 0 \Rightarrow \phi V_s = 69,71kN$$

La armadura de corte necesaria es, adoptando un paso de 20cm, según la Ec.4.18:

$$A_v = \frac{V_s s}{f_{yt} d} = \frac{69,71kN \cdot 0,2m}{0,75 \cdot 42kN/cm^2 \cdot 0,8 \cdot 0,8m} = 0,69cm^2$$

La armadura mínima es, según la Ec.4.17:

$$A_{V_{\min}} = \frac{1 \sqrt{30MPa}}{16 \cdot 420MPa} \cdot 80cm \cdot 20cm = 1,3cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta armadura mínima}$$

Esta armadura constituye 2 veces la sección de armadura helicoidal necesaria, por lo que se adopta 1Φ12.

8.5.3.6 Cálculo cabezal

Se adopta un cabezal de 1m de altura, con una altura útil de 0,9m y un sistema de armaduras mixto con estribos cerrados.

La armadura inferior según los lados debe absorber un esfuerzo:

$$Z_i = \frac{\xi N}{8h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{0,85 \cdot 2187,76kN}{8 \cdot 0,9m} \left(2,4m - \frac{1,2m}{2} \right) = 464,9kN$$

La armadura necesaria es:

$$A_{est} = \frac{469,9kN}{24kN/cm^2} = 19,37cm^2 (4\phi 25)$$

El emparrillado de reducida eficiencia se dimensiona para que en cada sentido absorba un esfuerzo:

$$Z_{pi} = \frac{(1 - \xi) 2,4N}{8h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{0,15 \cdot 2,4 \cdot 2187,76kN}{8 \cdot 0,9m} \left(2,4m - \frac{1,2m}{2} \right) = 196,9kN$$

Siendo la armadura necesaria:

$$A_{pi} = \frac{196,9kN}{24kN/cm^2} = 8,21cm^2$$

Se coloca 1φ12 cada 28cm en cada sentido.

Respecto a la armadura superior según los lados, deben absorber un esfuerzo:

$$Z_s = \frac{\xi N_s}{8h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{0,85 \cdot 2074,79kN}{8 \cdot 0,9m} \left(2,4m - \frac{1,2m}{2} \right) = 440,89kN$$

$$A'_{est} = \frac{440,89kN}{24kN/cm^2} = 18,37cm^2 (4\phi 25)$$

El emparrillado superior debe absorber un esfuerzo:

$$Z_{pi} = \frac{(1 - \xi) 2,4N_s}{8h} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{0,15 \cdot 2,4 \cdot 2074,79kN}{8 \cdot 0,9m} \left(2,4m - \frac{1,2m}{2} \right) = 186,73kN$$

$$A_{pi} = \frac{186,73kN}{24kN/cm^2} = 7,78cm^2$$

Se coloca 1 ϕ 12 cada 28cm en cada sentido

8.5.3.7 Verificaciones del cabezal

Para verificar las bielas comprimidas es necesario que se cumplan las siguientes condiciones:

$$\sigma'_b = \frac{N}{B \cdot \sin^2 \alpha} \leq 0,5f'_c$$

Donde B es la sección recta de la columna y α el ángulo de la biela comprimida.

$$\frac{2187,76kN}{1,2m \cdot \sin^2 45^\circ} = 3646,27kPa < 15000kPa \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

$$\sigma'_{bl} = \frac{N}{2B' \sin^2 \alpha} \leq 0,5f'_c$$

Donde B' es la sección recta de un pilote.

$$\frac{2187,76kN}{2 \cdot 0,8m \cdot \sin^2 45^\circ} = 2734,7kPa < 15000kPa \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

8.5.3.8 Resumen de armado de grupo de cuatro pilotes

Pilotes:

Armadura longitudinal: 16 Φ 20

Armadura helicoidal: 1 Φ 12, paso=20cm

Cabezal:

Emparrillado superior: 1 Φ 12 cada 28cm en ambas direcciones

Emparrillado inferior: 1 Φ 12 cada 28cm en ambas direcciones

Estribo lateral superior: 4 Φ 25 con separación de 10cm

Estribo lateral inferior: 4 Φ 25 con separación de 10cm.

Armadura vertical de cara lateral: 1 Φ 12 cada 28cm

En el plano 31 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

8.6 RESUMEN DE ALTERNATIVAS PROPUESTAS

Las fundaciones tipo **monobloque**, para una cota de fundación de -2m, dan como resultado, un bloque de hormigón de 4,85m de lado, y una armadura necesaria de 1 ϕ 20 cada 23,5cm en las caras superior e inferior y también en la dirección vertical de las caras laterales. En la dirección horizontal de las caras laterales se adopta 1 ϕ 20 cada 20cm.

Las fundaciones tipo **zapata de hormigón armado**, para una cota de fundación de -2m, posee dimensiones como las definidas en la tabla 8.1, que se reproduce a continuación:

Dimensiones								
D	L	B	L ₁	B ₁	d	d ₀	C _x	C _y
2m	6,00m	6,00m	1,80m	1,80m	2m	0,25m	1,20m	1,20m

La zapata de hormigón armado requiere las siguientes armaduras:

Armadura inferior: 48 ϕ 25 en ambas direcciones con una separación de 12,5cm.

Armadura superior: 1 ϕ 12 cada 26,5cm en ambas direcciones.

Las fundaciones tipo **monopilote con cabezal**, para una cota de fundación de -6m, requiere un diámetro del pilote de 1,2m y el cabezal 1,8m de lado, con una altura de 1m.

Las armaduras necesarias para el pilote son:

Armadura longitudinal hasta -3m: 32 ϕ 25

Armadura longitudinal desde -3m: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal: 1 ϕ 16 con paso=20cm

Las armaduras necesarias para el cabezal son:

Armadura cara superior: 13 ϕ 25 en ambas direcciones con una separación de 13,5cm.

Armadura cara inferior: 25 ϕ 25 en ambas direcciones con una separación de 6,5cm.

Armadura de cara lateral: Como armadura horizontal se adopta 1 ϕ 25 cada 20cm y como armadura vertical 1 ϕ 25 cada 13,5cm.

Las fundaciones tipo **grupo de dos pilotes**, para una cota de fundación de -15m, requiere pilotes de 0,80m de diámetro, con una separación entre ellos de 2,4m. El cabezal es de 3,5m x 1,8m, con una altura de 1m.

Las armaduras necesarias para los pilotes son:

Armadura longitudinal: 16Φ20

Armadura helicoidal: 1Φ12, paso=20cm

Las armaduras necesarias para el cabezal son:

Armadura superior: 13Φ25 con una separación de 13,5cm.

Armadura inferior: 25Φ25 con una separación de 13,5cm.

Armadura lateral horizontal: 1Φ25 cada 20cm.

Estribos: 1Φ12 cada 24cm.

Las fundaciones tipo **grupo de tres pilotes**, para una cota de fundación de -11m, requiere pilotes de 0,80m de diámetro, con una separación entre ellos de 2,4m. El cabezal es de un área de 8,64m² con una altura de 1m.

Las armaduras necesarias para los pilotes son:

Armadura longitudinal: 16Φ20

Armadura helicoidal: 1Φ12, paso=20cm

Las armaduras necesarias para el cabezal son:

Emparrillado superior: 1Φ12 cada 30cm en ambas direcciones

Emparrillado inferior: 1Φ12 cada 30cm en ambas direcciones

Estribo lateral superior: 4Φ25 con separación de 10cm

Estribo lateral inferior: 5Φ25 con separación de 10cm.

Armadura vertical de cara lateral: 1Φ12 cada 30cm

Las fundaciones tipo **grupo de cuatro pilotes**, para una cota de fundación de -9m, requiere pilotes de 0,80m de diámetro, con una separación de 2,4m entre ellos. El cabezal es de 3,5m x 3,5m con una altura de 1m.

Las armaduras necesarias para los pilotes son:

Armadura longitudinal: 16Φ20

Armadura helicoidal: 1Φ12, paso=20cm

Las armaduras necesarias para el cabezal son:

Emparrillado superior: 1 Φ 12 cada 28cm en ambas direcciones

Emparrillado inferior: 1 Φ 12 cada 28cm en ambas direcciones

Estribo lateral superior: 4 Φ 25 con separación de 10cm

Estribo lateral inferior: 4 Φ 25 con separación de 10cm.

Armadura vertical de cara lateral: 1 Φ 12 cada 28cm

En los planos 24 a 31 del anexo II se puede observar el detalle de cada una de las alternativas de fundación para las estructuras de suspensión.

CAPÍTULO 9: CÁLCULO DE FUNDACIONES PARA ESTRUCTURAS ESPECIALES

9.1 INTRODUCCIÓN

Para el cálculo de las fundaciones correspondientes a las estructuras de retención angular hasta 5°, 30°, 90°, estructuras de transposición y terminales, a partir de los resultados obtenidos para las estructuras de suspensión, se define como tipo de fundación para todas ellas, un único pilote a fuerzas laterales colocado en cada pata de la torre, por lo que dos de ellos estarán sometidos principalmente a fuerzas de compresión y los otros a esfuerzos de tracción.

En referencia a los resultados de las reacciones generadas en las fundaciones, se considera que existen una excentricidad constructiva entre el punto de aplicación de la carga normal y el eje de la fundación de 0,24m en todas las estructuras especiales debido al ángulo de ingreso del stub de la torre al pilote de hormigón. También a este momento generado, se le debe adicionar un 5% del producto entre el esfuerzo normal y el diámetro del pilote. Mientras que a los esfuerzos horizontales, se les adiciona un 1,5% del esfuerzo normal.

Para la modelación estructural de cada uno de los pilotes de estas estructuras, se utiliza el programa SAP2000, en el cual se realiza la interacción suelo-pilote a través del modelo de Winkler, por lo que se modela, con resorte en ambas direcciones, cada 0,25m de profundidad, donde la rigidez del resorte en cada uno de ellos se calcula como:

$$q [kN/m] = C_t \cdot \pi \cdot D \cdot 0,25m$$

Donde C_t es el coeficiente de balasto horizontal en el punto analizado; D el diámetro del pilote.

9.2 ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN ANGULAR HASTA 5°

Para el diseño de estas estructuras se consideran los esfuerzos obtenidos en el análisis de carga del apartado 5.1.2, donde:

Cargas de servicio:

Compresión: 611,70kN

Tracción: 526,40kN

Fuerza Horizontal: 112,51kN

Momento: 182,04kNm

Cargas últimas:

Compresión: 1001,07kN

Tracción: 885,57kN
Fuerza Horizontal: 194,70kN

Momento: 280,30kNm

Características adoptadas para cada pilote:

Cota de fundación: -10,00m

Diámetro de pilotes: 1,20m

Se considera un peso específico del suelo sumergido de 7,63kN/m³ y un ángulo de fricción interna $\phi=34^\circ$, obtenidos como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo, por lo que el valor de empuje pasivo es:

$$K_p = tg^2\left(45^\circ + \frac{34^\circ}{2}\right) = 3,54$$

9.2.1 Verificación de capacidad de carga a compresión

Para un ángulo de fricción interna $\phi=36^\circ$ (correspondiente al estrato ubicado en la cota de fundación), el factor de capacidad de carga de Meyerhof es:

$$N_q^* = 180$$

La capacidad de punta límite es:

$$q_l = 50.180. tg(36^\circ) = 6538,88kPa$$

$$q_{ladm} = \frac{6538,88kPa}{2} = 3269,44kPa > q_{padm} = 1100kPa$$

Por lo que la resistencia de punta es:

$$Q_{padm} = q_{padm} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 1100kPa \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2m)^2 = 1244,07kN$$

La resistencia friccional admisible:

$$Q_{fadm} = \pi 1,2m(2kPa. 1m + 8kPa. 1,1m + 11,4kPa. 0,9m + 8kPa. 1,2m + 20kPa. 0,8m + 18kPa. 1m + 14kPa. 0,4m + 20kPa. 0,6m + 20,5kPa. 1m + 23kPa. 0,2m + 26kPa. 1,8m)$$

$$Q_{fadm} = 581,17kN$$

Por lo tanto la capacidad admisible total a compresión es:

$$Q_{admcompresión} = Q_{padm} + Q_{fadm}$$

$$Q_{adm_{compresión}} = 1244,07kN + 581,17kN = 1825,24kN$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$N = 611,70kN + P_{pilote} - P_{suelo} = 611,70kN + \frac{\pi}{4}(1,2m)^2 9m \cdot (24kN/m^3 - 7,63kN/m^3)$$

$$Q_{adm_{compresión}} = 1825,24kN > N = 796,83kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.2.2 Verificación de capacidad de carga a tracción

La capacidad de carga a tracción es:

$$Q_{adm_{tracción}} = 0,9Q_{f_{adm}}$$

$$Q_{adm_{tracción}} = 0,9 \cdot 581,17kN = 523,05kN$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$N = 526,40kN - P_{pil.sum} + P_{suelo} = 526,40kN + \frac{\pi}{4}(1,2m)^2 9m \cdot (7,63kN/m^3 - 14kN/m^3)$$

$$Q_{adm_{tracción}} = 523,05kN > 454,37kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.2.3 Verificación de capacidad de carga a fuerzas horizontales

Para determinar la carga horizontal de rotura, es necesario conocer si se trata de un pilote corto, intermedio o largo. Para éste último el límite a partir del cual se considera como tal, según la Ec.3.51, es:

$$L_2^3 - 4,76 \left(\frac{M_u}{K_p \gamma' D} \right)^{\frac{2}{3}} L_2 + \frac{2M_u}{K_p \gamma' D} = 0 \Rightarrow L_2 = 4,64m < 10m \Rightarrow \text{Pilote Largo}$$

Por lo tanto, de la Ec. 3.53, la carga última horizontal del pilote es:

$$H_u = 2,38 \cdot \sqrt[3]{(449,44kNm)^2 \cdot 7,63kN/m^3 \cdot 1,2m \cdot 3,54} = 445,14kN$$

$$H_u = 445,14kN > 2H = 2 \cdot 121,69kN = 243,38kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.2.4 Análisis Estructural

Las cargas actuantes para la modelación estructural son las definidas como esfuerzos de diseño en el apartado 9.1

En las tablas 9.1 a 9.5 se presentan los esfuerzos y diagramas correspondientes al caso de pilote comprimido.

Tabla N° 9.1- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes comprimidos de torres RA5°

Esfuerzo Normal							
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	-1001,07	2,625	-1072,32	5,25	-1143,57	7,875	-1214,82
0,125	-1004,46	2,75	-1075,71	5,375	-1146,97	8	-1218,22
0,25	-1007,86	2,875	-1079,11	5,5	-1150,36	8,125	-1221,61
0,375	-1011,25	3	-1082,50	5,625	-1153,75	8,25	-1225,00
0,5	-1014,64	3,125	-1085,89	5,75	-1157,14	8,375	-1228,40
0,625	-1018,04	3,25	-1089,29	5,875	-1160,54	8,5	-1231,79
0,75	-1021,43	3,375	-1092,68	6	-1163,93	8,625	-1235,18
0,875	-1024,82	3,5	-1096,07	6,125	-1167,32	8,75	-1238,57
1	-1028,21	3,625	-1099,47	6,25	-1170,72	8,875	-1241,97
1,125	-1031,61	3,75	-1102,86	6,375	-1174,11	9	-1245,36
1,25	-1035,00	3,875	-1106,25	6,5	-1177,50	9,125	-1248,75
1,375	-1038,39	4	-1109,64	6,625	-1180,90	9,25	-1252,15
1,5	-1041,79	4,125	-1113,04	6,75	-1184,29	9,375	-1255,54
1,625	-1045,18	4,25	-1116,43	6,875	-1187,68	9,5	-1258,93
1,75	-1048,57	4,375	-1119,82	7	-1191,07	9,625	-1262,33
1,875	-1051,96	4,5	-1123,22	7,125	-1194,47	9,75	-1265,72
2	-1055,36	4,625	-1126,61	7,25	-1197,86	9,875	-1269,11
2,125	-1058,75	4,75	-1130,00	7,375	-1201,25	10	-1272,50
2,25	-1062,14	4,875	-1133,39	7,5	-1204,65		
2,375	-1065,54	5	-1136,79	7,625	-1208,04		
2,5	-1068,93	5,125	-1140,18	7,75	-1211,43		

Tabla N° 9.2- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA5°

Esfuerzo Cortante (x-z)							
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	2,625	42,94	5,25	57,03	7,875	9,95
0,125	0,00	2,75	42,94	5,375	53,12	8	9,95
0,25	0,00	2,875	47,79	5,5	53,12	8,125	5,73
0,375	1,58	3	47,79	5,625	48,49	8,25	5,73
0,5	1,58	3,125	51,89	5,75	48,49	8,375	2,88
0,625	4,38	3,25	51,89	5,875	43,35	8,5	2,88
0,75	4,38	3,375	55,72	6	43,35	8,625	0,47
0,875	8,09	3,5	55,72	6,125	37,89	8,75	0,47
1	8,09	3,625	58,66	6,25	37,89	8,875	-1,53
1,125	12,41	3,75	58,66	6,375	33,80	9	-1,53
1,25	12,41	3,875	60,73	6,5	33,80	9,125	-3,12
1,375	17,08	4	60,73	6,625	31,07	9,25	-3,12
1,5	17,08	4,125	61,98	6,75	31,07	9,375	-4,31
1,625	21,90	4,25	61,98	6,875	28,43	9,5	-4,31
1,75	21,90	4,375	63,56	7	28,43	9,625	-5,10
1,875	26,67	4,5	63,56	7,125	25,91	9,75	-5,10
2	26,67	4,625	63,07	7,25	25,91	9,875	-5,51
2,125	31,25	4,75	63,07	7,375	20,07	10	-5,51
2,25	31,25	4,875	60,79	7,5	20,07		
2,375	37,39	5	60,79	7,625	14,74		
2,5	37,39	5,125	57,03	7,75	14,74		

Tabla N° 9.3- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA5°

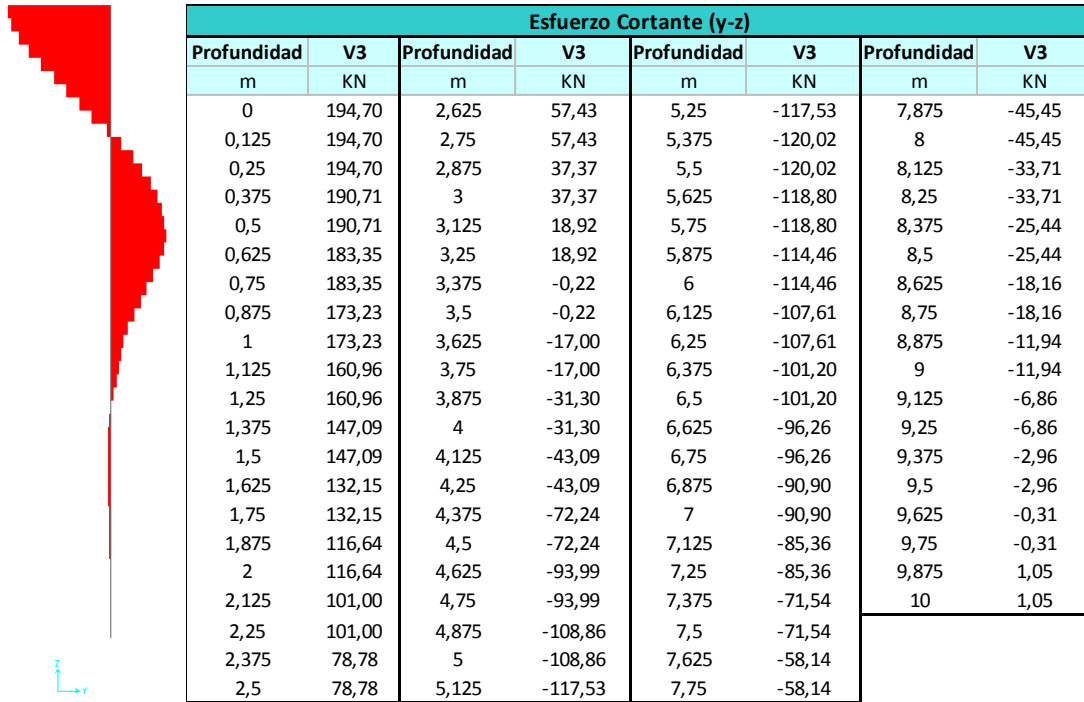


Tabla N° 9.4- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA5°

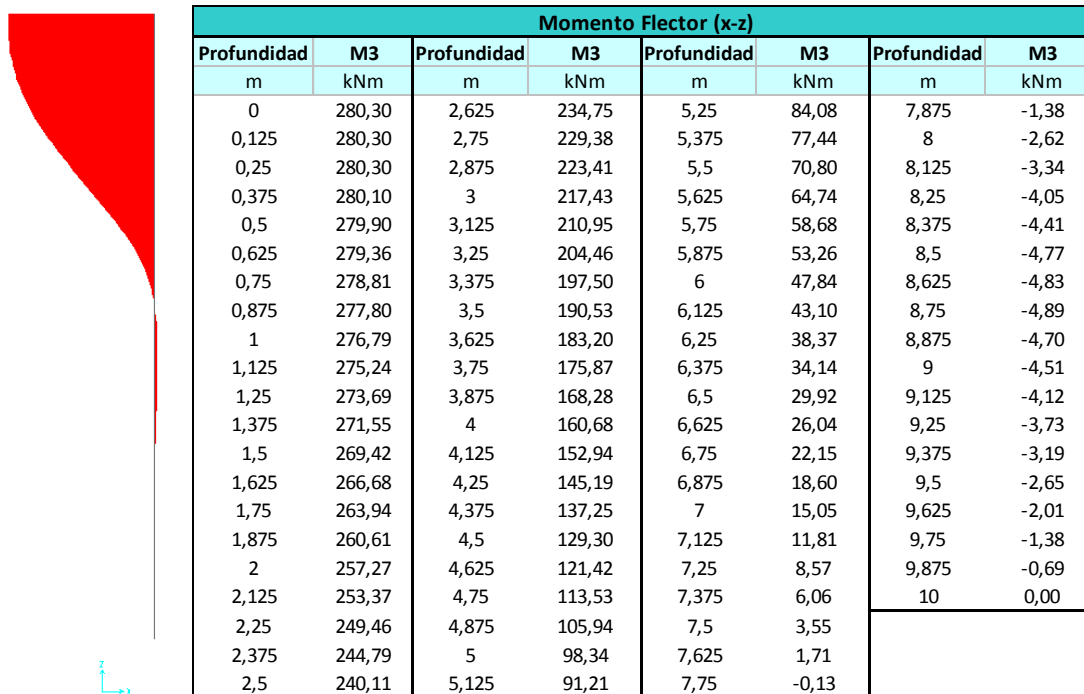




Tabla N° 9.5- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA5°



Momento Flector (y-z)							
Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	0,00	2,625	-376,83	5,25	-277,02	7,875	-30,26
0,125	-24,34	2,75	-384,00	5,375	-262,02	8	-24,58
0,25	-48,68	2,875	-388,68	5,5	-247,01	8,125	-20,37
0,375	-72,51	3	-393,35	5,625	-232,16	8,25	-16,16
0,5	-96,35	3,125	-395,71	5,75	-217,31	8,375	-12,97
0,625	-119,27	3,25	-398,08	5,875	-203,01	8,5	-9,79
0,75	-142,19	3,375	-398,05	6	-188,70	8,625	-7,52
0,875	-163,84	3,5	-398,02	6,125	-175,25	8,75	-5,25
1	-185,50	3,625	-395,90	6,25	-161,80	8,875	-3,76
1,125	-205,61	3,75	-393,77	6,375	-149,15	9	-2,27
1,25	-225,73	3,875	-389,86	6,5	-136,50	9,125	-1,41
1,375	-244,12	4	-385,95	6,625	-124,46	9,25	-0,56
1,5	-262,51	4,125	-380,56	6,75	-112,43	9,375	-0,19
1,625	-279,02	4,25	-375,17	6,875	-101,07	9,5	0,18
1,75	-295,54	4,375	-366,14	7	-89,71	9,625	0,22
1,875	-310,12	4,5	-357,11	7,125	-79,04	9,75	0,26
2	-324,70	4,625	-345,36	7,25	-68,37	9,875	0,13
2,125	-337,33	4,75	-333,62	7,375	-59,42	10	0,00
2,25	-349,95	4,875	-320,01	7,5	-50,48		
2,375	-359,80	5	-306,40	7,625	-43,21		
2,5	-369,65	5,125	-291,71	7,75	-35,95		

En el caso del pilote traccionado, se presentan los esfuerzos en las tablas 9.6 a 9.10.

Tabla N° 9.6- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres RA5°



Esfuerzo Normal							
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	885,57	2,625	844,01	5,25	802,44	7,875	760,88
0,125	883,59	2,75	842,03	5,375	800,46	8	758,90
0,25	881,61	2,875	840,05	5,5	798,49	8,125	756,92
0,375	879,63	3	838,07	5,625	796,51	8,25	754,94
0,5	877,65	3,125	836,09	5,75	794,53	8,375	752,96
0,625	875,67	3,25	834,11	5,875	792,55	8,5	750,98
0,75	873,70	3,375	832,13	6	790,57	8,625	749,01
0,875	871,72	3,5	830,15	6,125	788,59	8,75	747,03
1	869,74	3,625	828,17	6,25	786,61	8,875	745,05
1,125	867,76	3,75	826,19	6,375	784,63	9	743,07
1,25	865,78	3,875	824,22	6,5	782,65	9,125	741,09
1,375	863,80	4	822,24	6,625	780,67	9,25	739,11
1,5	861,82	4,125	820,26	6,75	778,69	9,375	737,13
1,625	859,84	4,25	818,28	6,875	776,71	9,5	735,15
1,75	857,86	4,375	816,30	7	774,74	9,625	733,17
1,875	855,88	4,5	814,32	7,125	772,76	9,75	731,19
2	853,90	4,625	812,34	7,25	770,78	9,875	729,21
2,125	851,92	4,75	810,36	7,375	768,80	10	727,23
2,25	849,94	4,875	808,38	7,5	766,82		
2,375	847,97	5	806,40	7,625	764,84		
2,5	845,99	5,125	804,42	7,75	762,86		

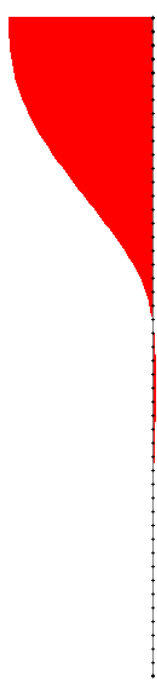
Tabla N° 9.7- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA5°

Esfuerzo Cortante (x-z)							
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	2,625	42,94	5,25	57,03	7,875	9,95
0,125	0,00	2,75	42,94	5,375	53,12	8	9,95
0,25	0,00	2,875	47,79	5,5	53,12	8,125	5,73
0,375	1,58	3	47,79	5,625	48,49	8,25	5,73
0,5	1,58	3,125	51,89	5,75	48,49	8,375	2,88
0,625	4,38	3,25	51,89	5,875	43,35	8,5	2,88
0,75	4,38	3,375	55,72	6	43,35	8,625	0,47
0,875	8,09	3,5	55,72	6,125	37,89	8,75	0,47
1	8,09	3,625	58,66	6,25	37,89	8,875	-1,53
1,125	12,41	3,75	58,66	6,375	33,80	9	-1,53
1,25	12,41	3,875	60,73	6,5	33,80	9,125	-3,12
1,375	17,08	4	60,73	6,625	31,07	9,25	-3,12
1,5	17,08	4,125	61,98	6,75	31,07	9,375	-4,31
1,625	21,90	4,25	61,98	6,875	28,43	9,5	-4,31
1,75	21,90	4,375	63,56	7	28,43	9,625	-5,10
1,875	26,67	4,5	63,56	7,125	25,91	9,75	-5,10
2	26,67	4,625	63,07	7,25	25,91	9,875	-5,51
2,125	31,25	4,75	63,07	7,375	20,07	10	-5,51
2,25	31,25	4,875	60,79	7,5	20,07		
2,375	37,39	5	60,79	7,625	14,74		
2,5	37,39	5,125	57,03	7,75	14,74		

Tabla N° 9.8- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA5°


Esfuerzo Cortante (y-z)							
Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	194,70	2,625	57,43	5,25	-117,53	7,875	-45,45
0,125	194,70	2,75	57,43	5,375	-120,02	8	-45,45
0,25	194,70	2,875	37,37	5,5	-120,02	8,125	-33,71
0,375	190,71	3	37,37	5,625	-118,80	8,25	-33,71
0,5	190,71	3,125	18,92	5,75	-118,80	8,375	-25,44
0,625	183,35	3,25	18,92	5,875	-114,46	8,5	-25,44
0,75	183,35	3,375	-0,22	6	-114,46	8,625	-18,16
0,875	173,23	3,5	-0,22	6,125	-107,61	8,75	-18,16
1	173,23	3,625	-17,00	6,25	-107,61	8,875	-11,94
1,125	160,96	3,75	-17,00	6,375	-101,20	9	-11,94
1,25	160,96	3,875	-31,30	6,5	-101,20	9,125	-6,86
1,375	147,09	4	-31,30	6,625	-96,26	9,25	-6,86
1,5	147,09	4,125	-43,09	6,75	-96,26	9,375	-2,96
1,625	132,15	4,25	-43,09	6,875	-90,90	9,5	-2,96
1,75	132,15	4,375	-72,24	7	-90,90	9,625	-0,31
1,875	116,64	4,5	-72,24	7,125	-85,36	9,75	-0,31
2	116,64	4,625	-93,99	7,25	-85,36	9,875	1,05
2,125	101,00	4,75	-93,99	7,375	-71,54	10	1,05
2,25	101,00	4,875	-108,86	7,5	-71,54		
2,375	78,78	5	-108,86	7,625	-58,14		
2,5	78,78	5,125	-117,53	7,75	-58,14		

Tabla N° 9.9- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA5°



Momento Flector (x-z)							
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	280,30	2,625	234,75	5,25	84,08	7,875	-1,38
0,125	280,30	2,75	229,38	5,375	77,44	8	-2,62
0,25	280,30	2,875	223,41	5,5	70,80	8,125	-3,34
0,375	280,10	3	217,43	5,625	64,74	8,25	-4,05
0,5	279,90	3,125	210,95	5,75	58,68	8,375	-4,41
0,625	279,36	3,25	204,46	5,875	53,26	8,5	-4,77
0,75	278,81	3,375	197,50	6	47,84	8,625	-4,83
0,875	277,80	3,5	190,53	6,125	43,10	8,75	-4,89
1	276,79	3,625	183,20	6,25	38,37	8,875	-4,70
1,125	275,24	3,75	175,87	6,375	34,14	9	-4,51
1,25	273,69	3,875	168,28	6,5	29,92	9,125	-4,12
1,375	271,55	4	160,68	6,625	26,04	9,25	-3,73
1,5	269,42	4,125	152,94	6,75	22,15	9,375	-3,19
1,625	266,68	4,25	145,19	6,875	18,60	9,5	-2,65
1,75	263,94	4,375	137,25	7	15,05	9,625	-2,01
1,875	260,61	4,5	129,30	7,125	11,81	9,75	-1,38
2	257,27	4,625	121,42	7,25	8,57	9,875	-0,69
2,125	253,37	4,75	113,53	7,375	6,06	10	0,00
2,25	249,46	4,875	105,94	7,5	3,55		
2,375	244,79	5	98,34	7,625	1,71		
2,5	240,11	5,125	91,21	7,75	-0,13		

Tabla N° 9.10- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA5°



Momento Flector (y-z)							
Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	0,00	2,625	-376,83	5,25	-277,02	7,875	-30,26
0,125	-24,34	2,75	-384,00	5,375	-262,02	8	-24,58
0,25	-48,68	2,875	-388,68	5,5	-247,01	8,125	-20,37
0,375	-72,51	3	-393,35	5,625	-232,16	8,25	-16,16
0,5	-96,35	3,125	-395,71	5,75	-217,31	8,375	-12,97
0,625	-119,27	3,25	-398,08	5,875	-203,01	8,5	-9,79
0,75	-142,19	3,375	-398,05	6	-188,70	8,625	-7,52
0,875	-163,84	3,5	-398,02	6,125	-175,25	8,75	-5,25
1	-185,50	3,625	-395,90	6,25	-161,80	8,875	-3,76
1,125	-205,61	3,75	-393,77	6,375	-149,15	9	-2,27
1,25	-225,73	3,875	-389,86	6,5	-136,50	9,125	-1,41
1,375	-244,12	4	-385,95	6,625	-124,46	9,25	-0,56
1,5	-262,51	4,125	-380,56	6,75	-112,43	9,375	-0,19
1,625	-279,02	4,25	-375,17	6,875	-101,07	9,5	0,18
1,75	-295,54	4,375	-366,14	7	-89,71	9,625	0,22
1,875	-310,12	4,5	-357,11	7,125	-79,04	9,75	0,26
2	-324,70	4,625	-345,36	7,25	-68,37	9,875	0,13
2,125	-337,33	4,75	-333,62	7,375	-59,42	10	0,00
2,25	-349,95	4,875	-320,01	7,5	-50,48		
2,375	-359,80	5	-306,40	7,625	-43,21		
2,5	-369,65	5,125	-291,71	7,75	-35,95		

9.2.5 Cálculo armadura longitudinal

En referencia a los casos más desfavorables, mediante el uso de los diagramas de interacción para secciones circulares (Figuras 9.1 a 9.4), se analizan los casos en posibles secciones críticas. Entonces para:

$$M = 449,44kNm, N = -1082,50kN \Rightarrow \rho_s = 0,000$$

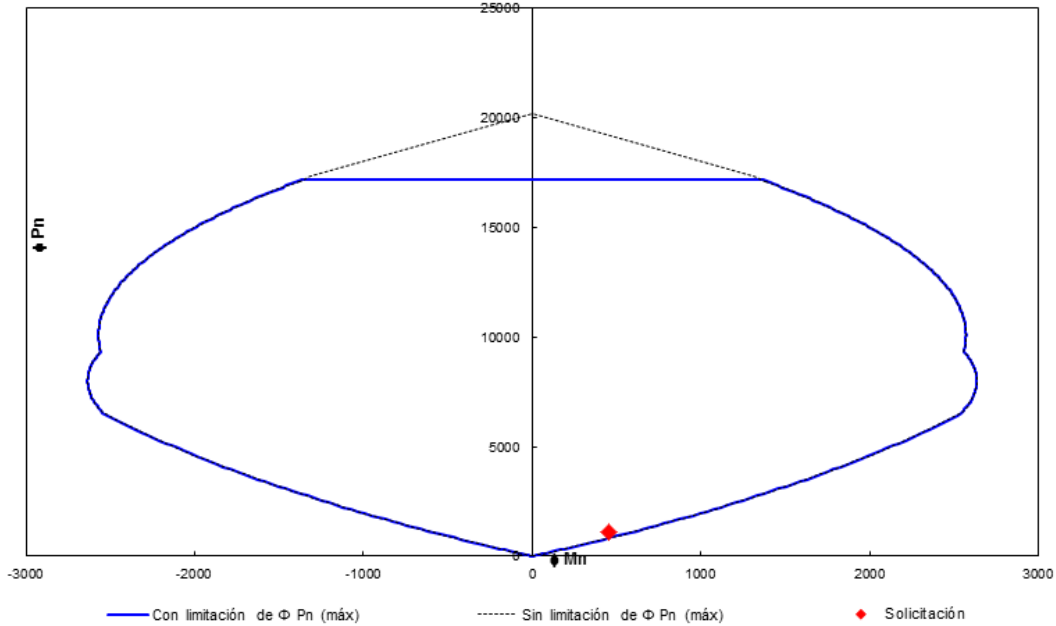


Figura N° 9.1 – Diagrama de interacción para esfuerzo de compresión y máximo momento (RA5°)

$$M = 449,44kNm, T = 838,07kN \Rightarrow \rho_s = 0,00387$$

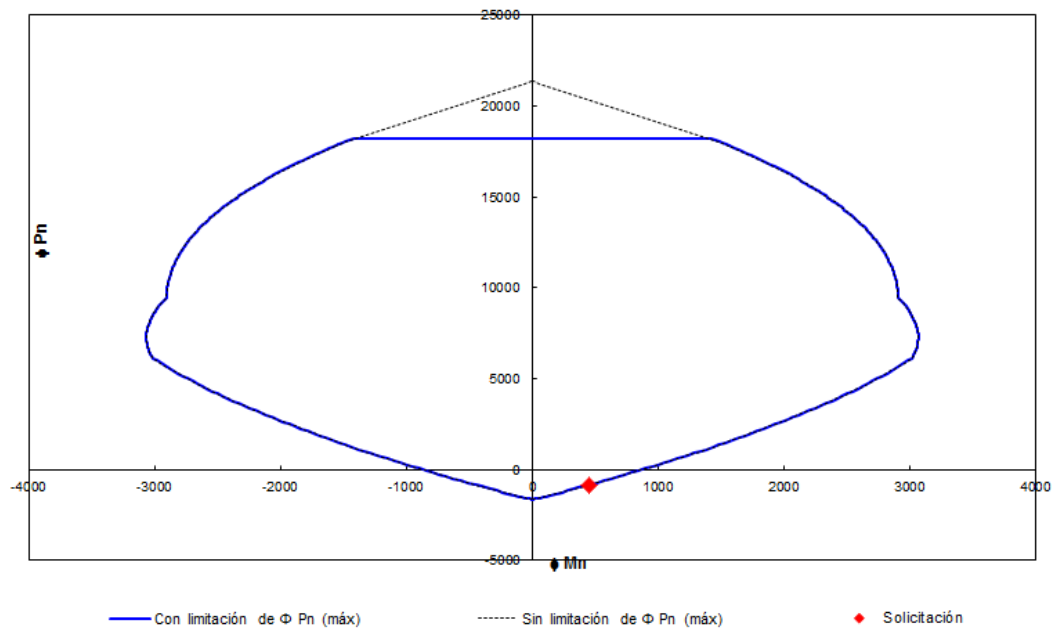


Figura N° 9.2 – Diagrama de interacción para esfuerzo de tracción y máximo momento (RA5°)

$$M = 0\text{kNm}, N = -1272,50\text{kN} \Rightarrow \rho_s = 0,00$$

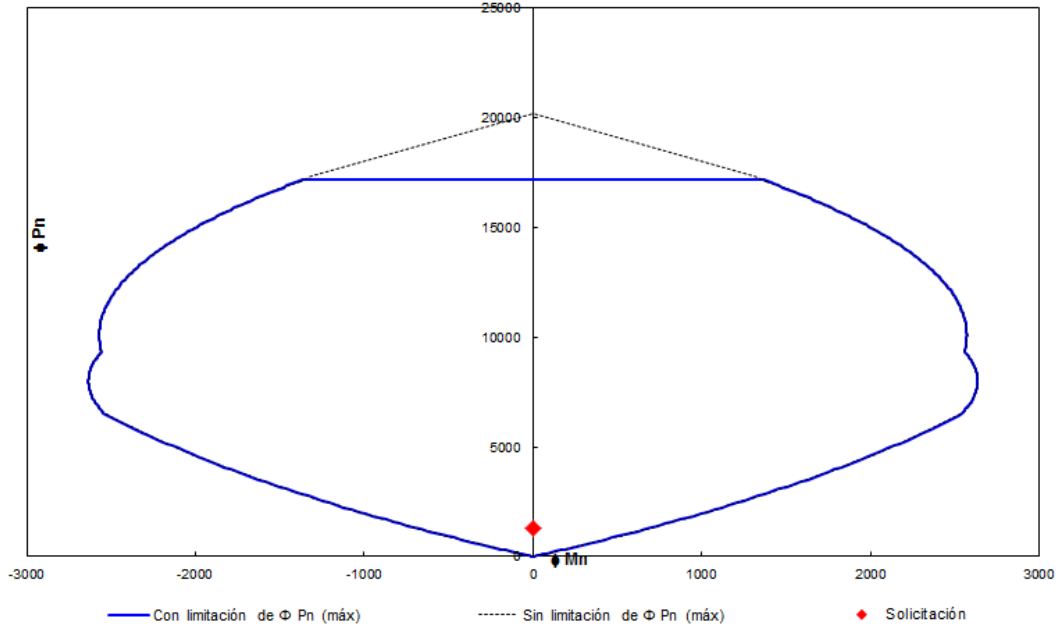


Figura N° 9.3 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (RA5°)

$$M = 280,30\text{kNm}, T = 885,57\text{kN} \Rightarrow \rho_s = 0,00324$$

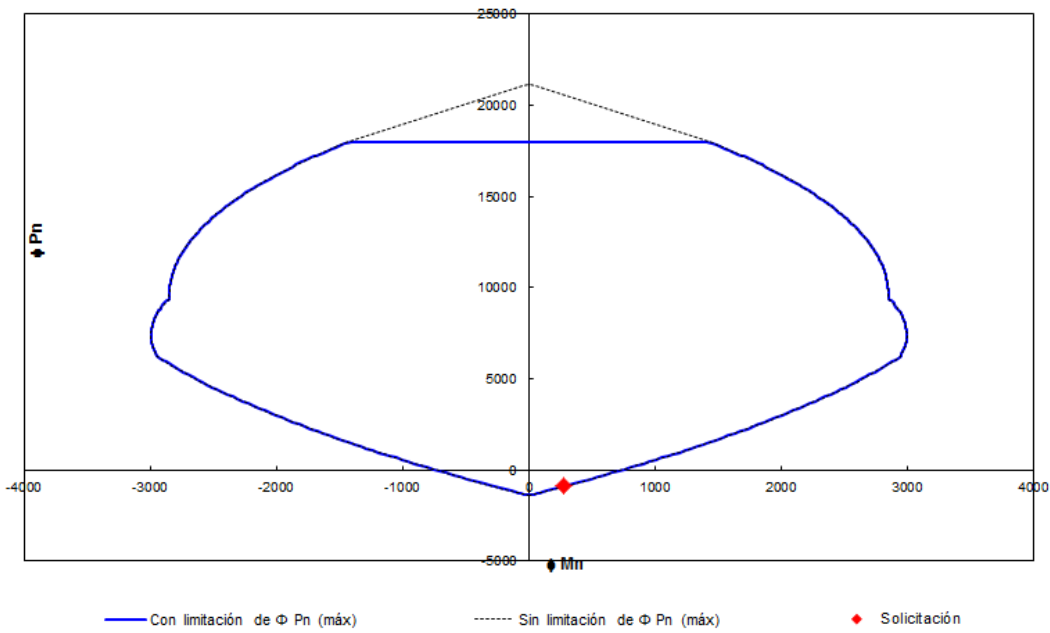


Figura N° 9.4 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (RA5°)

Por lo tanto, se adopta la armadura mínima exigida por el reglamento CIRSOC 201-05:

$$A_s = 0,01 \cdot A_g = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2\text{m})^2 = 113,01\text{cm}^2 \text{ (} 23\phi 25 \text{)}$$

9.2.6 Cálculo armadura transversal

Respecto a la armadura transversal, se observan los esfuerzos máximos de corte, $V=194,7kN$, que se generan en el diagrama V3, en la cota 0,00m. A este valor debe adicionarse, los esfuerzos de tracción transversal, debido a la transferencia de tensiones hasta una profundidad aproximada de 1m, con una fuerza Z:

$$Z = \frac{N}{4} \left(1 - \frac{a}{d}\right) = \frac{885,57kN}{4} \left(1 - \frac{0}{1,2m}\right) = 221,39kN$$

Por lo tanto el esfuerzo de corte total con el que se dimensiona la armadura hasta una profundidad de 1m, es:

$$V_u = 194,7kN + 221,39kN = 416,09kN$$

La resistencia al corte que otorga el hormigón es nula, por estar sometido el pilote a esfuerzos de tracción significativos.

$$V_c = 0 \Rightarrow \phi V_s = 416,09kN$$

La armadura a corte se calcula como lo definido en la Ec. 4.18:

$$A_v = V_s \cdot \frac{s}{f_{yt} d}$$

La separación medida en dirección paralela a las armaduras longitudinales, debe ser menor a:

- $d/2$ (0,48m)
- **400mm**

Por lo tanto se adopta una separación de 10cm en el primer metro de profundidad, siendo la armadura necesaria:

$$A_v = 416,09kN \cdot \frac{0,1m}{0,75 \cdot 42kN/cm^2 \cdot 0,81,2m} = 1,38cm^2$$

La armadura mínima exigida por Reglamento es, según la Ec.4.17:

$$A_{v_{min}} = \frac{1 \sqrt{30MPa}}{16 \cdot 420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,98cm^2 > \frac{0,33}{420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,94cm^2$$

$$0,98cm^2 < 1,38cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta } A_v = 1,38cm^2$$

Donde ésta armadura mínima constituye dos veces el área de la barra correspondiente al estribo helicoidal con una separación de 10cm. Por lo que se adopta un estribo helicoidal de $\phi 12$.

A partir del metro de profundidad se aumenta el paso en la armadura a 20cm, en toda la longitud del pilote.

9.2.7 Resumen de armado torres de RA5°

Las armaduras adoptadas para el pilote son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En el plano 32 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

9.3 ESTRUCTURAS DE TRANSPOSICIÓN

Para el diseño de estas estructuras se consideran los esfuerzos obtenidos en el análisis de carga del apartado 5.1.2, donde:

Cargas de servicio:

Compresión: 611,74kN

Tracción: 499kN

Fuerza horizontal: 112,60kN

Momento: 182,05kNm

Cargas últimas:

Compresión: 1001,53kN

Tracción: 889,36kN

Fuerza horizontal: 194,84kN

Momento: 280,43kNm

Características adoptadas para cada pilote:

Cota de fundación: -10,00m

Diámetro de pilotes: 1,20m

Se considera un peso específico del suelo sumergido de $7,63\text{kN/m}^3$ y un ángulo de fricción interna $\phi=34^\circ$, obtenidos como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo, por lo que el valor de empuje pasivo es:

$$K_p = tg^2\left(45^\circ + \frac{34^\circ}{2}\right) = 3,54$$

9.3.1 Verificación de capacidad de carga a compresión

Al igual que en las estructuras de RA5°, la resistencia de punta es:

$$Q_{p_{adm}} = q_{p_{adm}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 1100\text{kPa} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2\text{m})^2 = 1244,07\text{kN}$$

La resistencia friccional admisible:

$$Q_{f_{adm}} = 581,17\text{kN}$$

Por lo tanto la capacidad admisible total a compresión y tracción es:

$$\begin{aligned} Q_{adm_{compresión}} &= Q_{p_{adm}} + Q_{f_{adm}} \\ Q_{adm_{compresión}} &= 1244,07\text{kN} + 581,17\text{kN} = 1825,24\text{kN} \end{aligned}$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$\begin{aligned} N &= 611,74\text{kN} + P_{pilote} - P_{suelo} = 611,74\text{kN} + \frac{\pi}{4} (1,2\text{m})^2 10\text{m} \cdot (24\text{kN/m}^3 - 7,63\text{kN/m}^3) \\ N &= 769,87\text{kN} \end{aligned}$$

$$Q_{adm_{compresión}} = 1825,24\text{kN} > N = 769,87\text{kN} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.3.2 Verificación de capacidad de carga a tracción

La capacidad de carga a tracción es:

$$\begin{aligned} Q_{adm_{tracción}} &= 0,9Q_{f_{adm}} \\ Q_{adm_{tracción}} &= 0,9 \cdot 581,17\text{kN} \end{aligned}$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$\begin{aligned} N &= 499\text{kN} - P_{pilote\ sum.} + P_{suelo} = 499\text{kN} + \frac{\pi}{4} (1,2\text{m})^2 10\text{m} \cdot (7,63\text{kN/m}^3 - 14\text{kN/m}^3) \\ N &= 426,97\text{kN} \end{aligned}$$

$$Q_{adm_{tracción}} = 523,05\text{kN} > 426,97\text{kN} \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.3.3 Verificación de capacidad de carga a fuerzas horizontales

El momento último que corresponde al pilote analizado es:

$$M_u = 449,74kNm$$

Para determinar la carga horizontal de rotura, es necesario conocer si se trata de un pilote corto, intermedio o largo. El límite a partir del cual se considera como este último, según la Ec.3.51, es:

$$L_2^3 - 4,76 \left(\frac{M_u}{K_p \gamma D} \right)^{\frac{2}{3}} L_2 + \frac{2M_u}{K_p \gamma D} = 0 \Rightarrow L_2 = 4,64m < 10m \Rightarrow \text{Pilote Largo}$$

Por lo tanto la carga última horizontal del pilote es, según la Ec.3.53:

$$H_u = 2,38 \cdot \sqrt[3]{(449,74kNm)^2 \cdot 7,63kN/m^3 \cdot 1,2m \cdot 3,54}$$

$$H_u = 445,34kN > 2 \cdot H = 2 \cdot 121,77kN = 243,54kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.3.4 Análisis Estructural

Las cargas actuantes para la modelación estructural son las definidas como esfuerzos de diseño en el apartado 9.1.

En las tablas 9.11 a 9.15 se presentan los esfuerzos y diagramas correspondientes al caso de pilote comprimido, mientras que en las tablas 9.15 a 9.20 los referidos a pilote traccionado.

Tabla N° 9.11 – Valores y diagrama de esfuerzo normal en la dirección x para pilotes comprimidos de torres de Transposición

Esfuerzo Normal							
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	-1001,53	2,625	-1072,78	5,25	-1144,03	7,875	-1215,28
0,125	-1004,92	2,75	-1076,17	5,375	-1147,43	8	-1218,68
0,25	-1008,32	2,875	-1079,57	5,5	-1150,82	8,125	-1222,07
0,375	-1011,71	3	-1082,96	5,625	-1154,21	8,25	-1225,46
0,5	-1015,10	3,125	-1086,35	5,75	-1157,60	8,375	-1228,86
0,625	-1018,50	3,25	-1089,75	5,875	-1161,00	8,5	-1232,25
0,75	-1021,89	3,375	-1093,14	6	-1164,39	8,625	-1235,64
0,875	-1025,28	3,5	-1096,53	6,125	-1167,78	8,75	-1239,03
1	-1028,67	3,625	-1099,93	6,25	-1171,18	8,875	-1242,43
1,125	-1032,07	3,75	-1103,32	6,375	-1174,57	9	-1245,82
1,25	-1035,46	3,875	-1106,71	6,5	-1177,96	9,125	-1249,21
1,375	-1038,85	4	-1110,10	6,625	-1181,36	9,25	-1252,61
1,5	-1042,25	4,125	-1113,50	6,75	-1184,75	9,375	-1256,00
1,625	-1045,64	4,25	-1116,89	6,875	-1188,14	9,5	-1259,39
1,75	-1049,03	4,375	-1120,28	7	-1191,53	9,625	-1262,79
1,875	-1052,42	4,5	-1123,68	7,125	-1194,93	9,75	-1266,18
2	-1055,82	4,625	-1127,07	7,25	-1198,32	9,875	-1269,57
2,125	-1059,21	4,75	-1130,46	7,375	-1201,71	10	-1272,96
2,25	-1062,60	4,875	-1133,85	7,5	-1205,11		
2,375	-1066,00	5	-1137,25	7,625	-1208,50		
2,5	-1069,39	5,125	-1140,64	7,75	-1211,89		

Tabla N° 9.12 – Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres de Transposición

Esfuerzo Cortante (x-z)							
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	2,625	42,96	5,25	57,05	7,875	9,96
0,125	0,00	2,75	42,96	5,375	53,14	8	9,96
0,25	0,00	2,875	47,81	5,5	53,14	8,125	5,73
0,375	1,58	3	47,81	5,625	48,51	8,25	5,73
0,5	1,58	3,125	51,91	5,75	48,51	8,375	2,89
0,625	4,39	3,25	51,91	5,875	43,37	8,5	2,89
0,75	4,39	3,375	55,75	6	43,37	8,625	0,47
0,875	8,09	3,5	55,75	6,125	37,91	8,75	0,47
1	8,09	3,625	58,69	6,25	37,91	8,875	-1,53
1,125	12,41	3,75	58,69	6,375	33,81	9	-1,53
1,25	12,41	3,875	60,75	6,5	33,81	9,125	-3,12
1,375	17,09	4	60,75	6,625	31,09	9,25	-3,12
1,5	17,09	4,125	62,00	6,75	31,09	9,375	-4,31
1,625	21,91	4,25	62,00	6,875	28,44	9,5	-4,31
1,75	21,91	4,375	63,59	7	28,44	9,625	-5,11
1,875	26,68	4,5	63,59	7,125	25,92	9,75	-5,11
2	26,68	4,625	63,10	7,25	25,92	9,875	-5,51
2,125	31,26	4,75	63,10	7,375	20,08	10	-5,51
2,25	31,26	4,875	60,82	7,5	20,08		
2,375	37,41	5	60,82	7,625	14,74		
2,5	37,41	5,125	57,05	7,75	14,74		

Tabla N° 9.13 – Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres de Transposición

Esfuerzo Cortante (y-z)							
Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	194,84	2,625	57,48	5,25	-117,61	7,875	-45,49
0,125	194,84	2,75	57,48	5,375	-120,11	8	-45,49
0,25	194,84	2,875	37,40	5,5	-120,11	8,125	-33,73
0,375	190,84	3	37,40	5,625	-118,88	8,25	-33,73
0,5	190,84	3,125	18,93	5,75	-118,88	8,375	-25,46
0,625	183,48	3,25	18,93	5,875	-114,54	8,5	-25,46
0,75	183,48	3,375	-0,22	6	-114,54	8,625	-18,17
0,875	173,36	3,5	-0,22	6,125	-107,69	8,75	-18,17
1	173,36	3,625	-17,01	6,25	-107,69	8,875	-11,95
1,125	161,07	3,75	-17,01	6,375	-101,28	9	-11,95
1,25	161,07	3,875	-31,33	6,5	-101,28	9,125	-6,86
1,375	147,19	4	-31,33	6,625	-96,33	9,25	-6,86
1,5	147,19	4,125	-43,12	6,75	-96,33	9,375	-2,96
1,625	132,25	4,25	-43,12	6,875	-90,97	9,5	-2,96
1,75	132,25	4,375	-72,29	7	-90,97	9,625	-0,31
1,875	116,72	4,5	-72,29	7,125	-85,42	9,75	-0,31
2	116,72	4,625	-94,05	7,25	-85,42	9,875	1,05
2,125	101,07	4,75	-94,05	7,375	-71,59	10	1,05
2,25	101,07	4,875	-108,94	7,5	-71,59		
2,375	78,84	5	-108,94	7,625	-58,18		
2,5	78,84	5,125	-117,61	7,75	-58,18		

Tabla N° 9.14 – Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres de Transposición

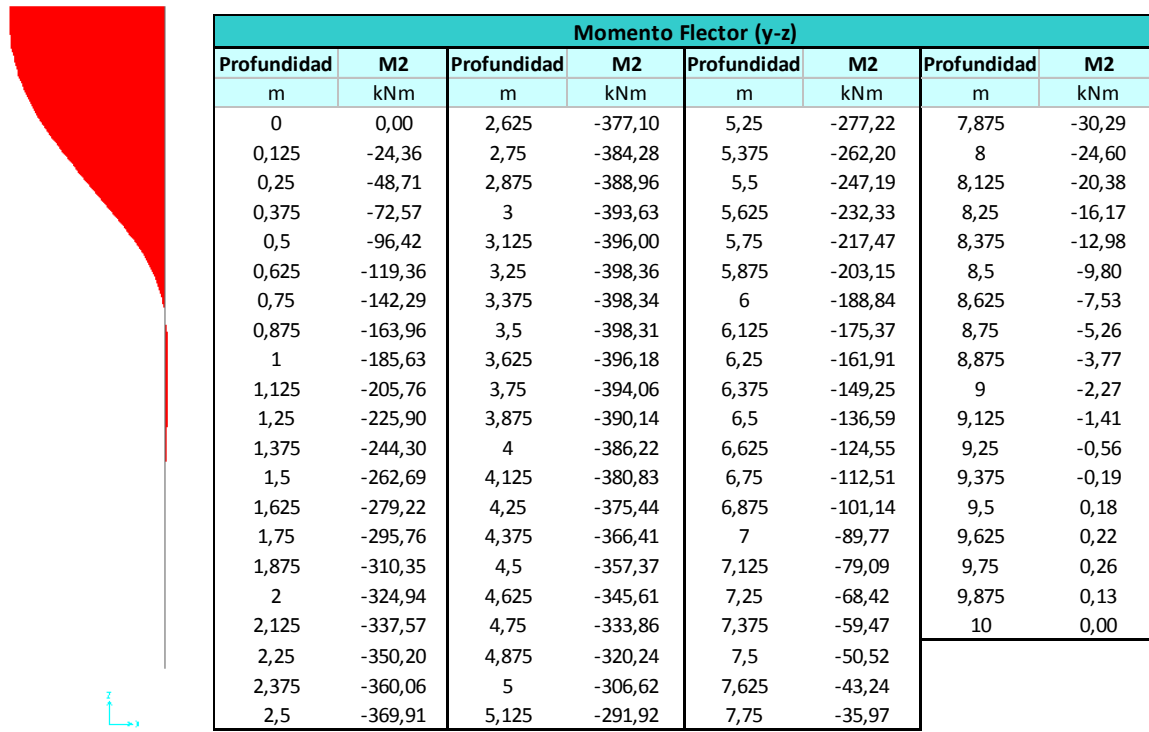


Tabla N° 9.15 – Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres de Transposición

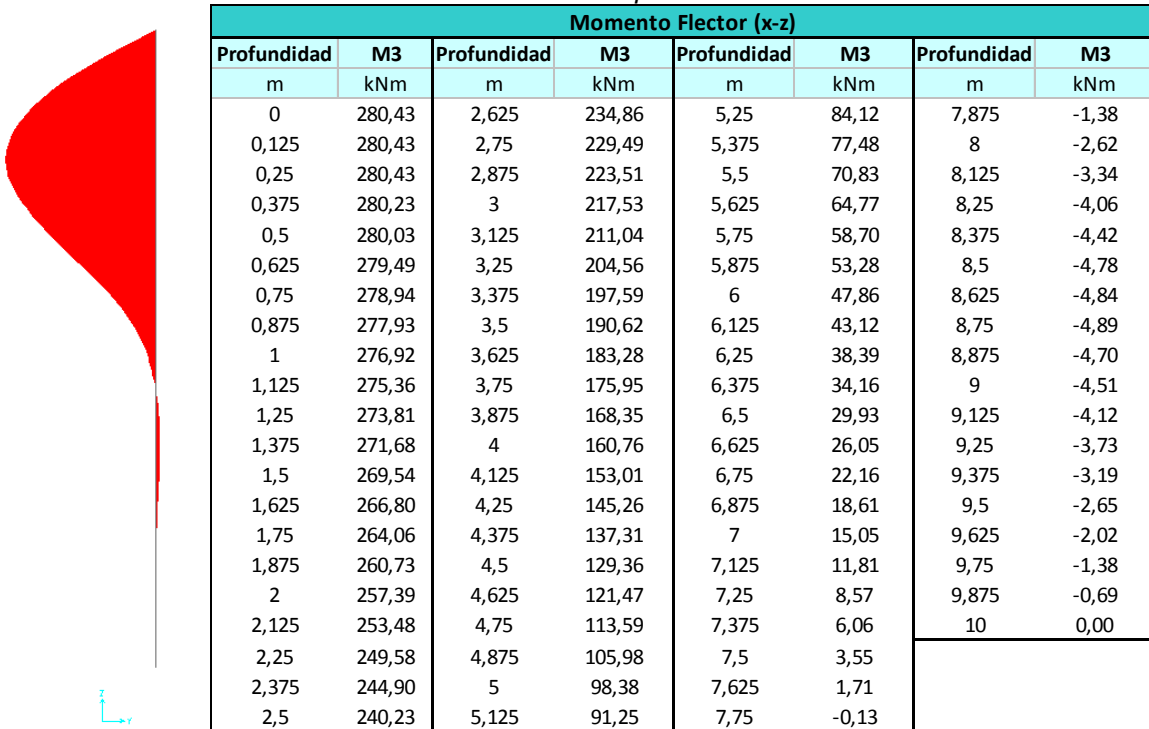




Tabla N° 9.16 - Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres de Transposición



Esfuerzo Normal							
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	889,36	2,625	847,80	5,25	806,23	7,875	764,67
0,125	887,38	2,75	845,82	5,375	804,25	8	762,69
0,25	885,40	2,875	843,84	5,5	802,28	8,125	760,71
0,375	883,42	3	841,86	5,625	800,30	8,25	758,73
0,5	881,44	3,125	839,88	5,75	798,32	8,375	756,75
0,625	879,46	3,25	837,90	5,875	796,34	8,5	754,77
0,75	877,49	3,375	835,92	6	794,36	8,625	752,80
0,875	875,51	3,5	833,94	6,125	792,38	8,75	750,82
1	873,53	3,625	831,96	6,25	790,40	8,875	748,84
1,125	871,55	3,75	829,98	6,375	788,42	9	746,86
1,25	869,57	3,875	828,01	6,5	786,44	9,125	744,88
1,375	867,59	4	826,03	6,625	784,46	9,25	742,90
1,5	865,61	4,125	824,05	6,75	782,48	9,375	740,92
1,625	863,63	4,25	822,07	6,875	780,50	9,5	738,94
1,75	861,65	4,375	820,09	7	778,53	9,625	736,96
1,875	859,67	4,5	818,11	7,125	776,55	9,75	734,98
2	857,69	4,625	816,13	7,25	774,57	9,875	733,00
2,125	855,71	4,75	814,15	7,375	772,59	10	731,02
2,25	853,73	4,875	812,17	7,5	770,61		
2,375	851,76	5	810,19	7,625	768,63		
2,5	849,78	5,125	808,21	7,75	766,65		

Tabla N° 9.17- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres de Transposición



Esfuerzo Cortante (x-z)							
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	2,625	42,96	5,25	57,05	7,875	9,96
0,125	0,00	2,75	42,96	5,375	53,14	8	9,96
0,25	0,00	2,875	47,81	5,5	53,14	8,125	5,73
0,375	1,58	3	47,81	5,625	48,51	8,25	5,73
0,5	1,58	3,125	51,91	5,75	48,51	8,375	2,89
0,625	4,39	3,25	51,91	5,875	43,37	8,5	2,89
0,75	4,39	3,375	55,75	6	43,37	8,625	0,47
0,875	8,09	3,5	55,75	6,125	37,91	8,75	0,47
1	8,09	3,625	58,69	6,25	37,91	8,875	-1,53
1,125	12,41	3,75	58,69	6,375	33,81	9	-1,53
1,25	12,41	3,875	60,75	6,5	33,81	9,125	-3,12
1,375	17,09	4	60,75	6,625	31,09	9,25	-3,12
1,5	17,09	4,125	62,00	6,75	31,09	9,375	-4,31
1,625	21,91	4,25	62,00	6,875	28,44	9,5	-4,31
1,75	21,91	4,375	63,59	7	28,44	9,625	-5,11
1,875	26,68	4,5	63,59	7,125	25,92	9,75	-5,11
2	26,68	4,625	63,10	7,25	25,92	9,875	-5,51
2,125	31,26	4,75	63,10	7,375	20,08	10	-5,51
2,25	31,26	4,875	60,82	7,5	20,08		
2,375	37,41	5	60,82	7,625	14,74		
2,5	37,41	5,125	57,05	7,75	14,74		

Tabla N° 9.18- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres de Transposición

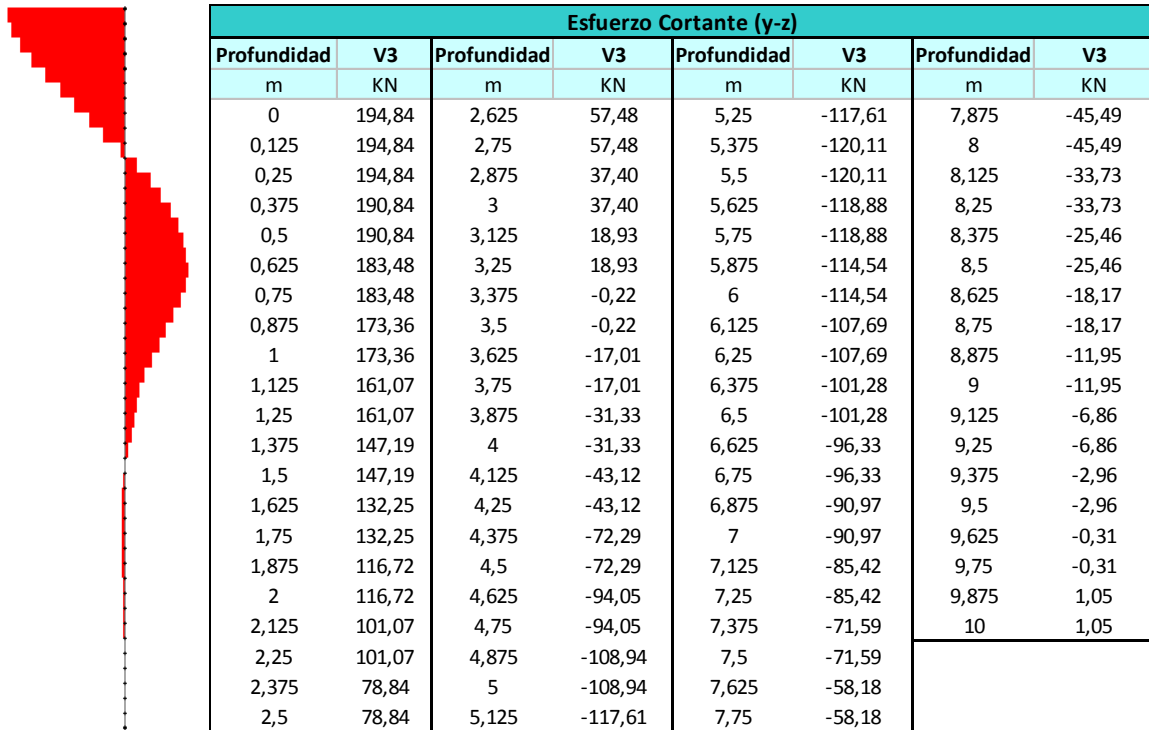


Tabla N° 9.19- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres de Transposición

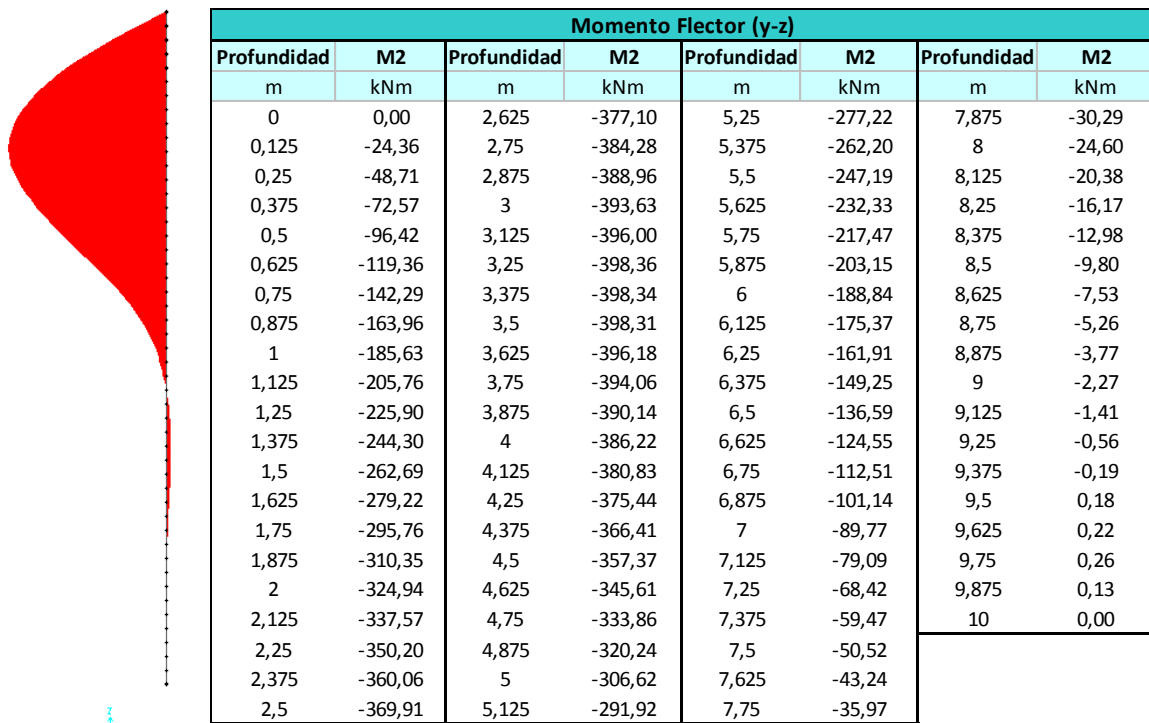
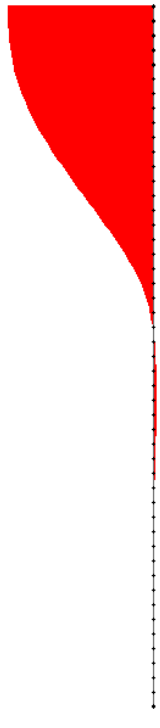


Tabla N° 9.20- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes traccionados de torres de Transposición



Momento Flector (x-z)							
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	280,43	2,625	234,86	5,25	84,12	7,875	-1,38
0,125	280,43	2,75	229,49	5,375	77,48	8	-2,62
0,25	280,43	2,875	223,51	5,5	70,83	8,125	-3,34
0,375	280,23	3	217,53	5,625	64,77	8,25	-4,06
0,5	280,03	3,125	211,04	5,75	58,70	8,375	-4,42
0,625	279,49	3,25	204,56	5,875	53,28	8,5	-4,78
0,75	278,94	3,375	197,59	6	47,86	8,625	-4,84
0,875	277,93	3,5	190,62	6,125	43,12	8,75	-4,89
1	276,92	3,625	183,28	6,25	38,39	8,875	-4,70
1,125	275,36	3,75	175,95	6,375	34,16	9	-4,51
1,25	273,81	3,875	168,35	6,5	29,93	9,125	-4,12
1,375	271,68	4	160,76	6,625	26,05	9,25	-3,73
1,5	269,54	4,125	153,01	6,75	22,16	9,375	-3,19
1,625	266,80	4,25	145,26	6,875	18,61	9,5	-2,65
1,75	264,06	4,375	137,31	7	15,05	9,625	-2,02
1,875	260,73	4,5	129,36	7,125	11,81	9,75	-1,38
2	257,39	4,625	121,47	7,25	8,57	9,875	-0,69
2,125	253,48	4,75	113,59	7,375	6,06	10	0,00
2,25	249,58	4,875	105,98	7,5	3,55		
2,375	244,90	5	98,38	7,625	1,71		
2,5	240,23	5,125	91,25	7,75	-0,13		

9.3.5 Cálculo armadura longitudinal

En referencia a los casos más desfavorables, mediante el uso de los diagramas de interacción para secciones circulares (Figuras 9.5 a 9.8), se analizan los casos en posibles secciones críticas. Entonces para:

$$M = 449,73kNm, N = -1082,96kN \Rightarrow \rho_s = 0,000$$

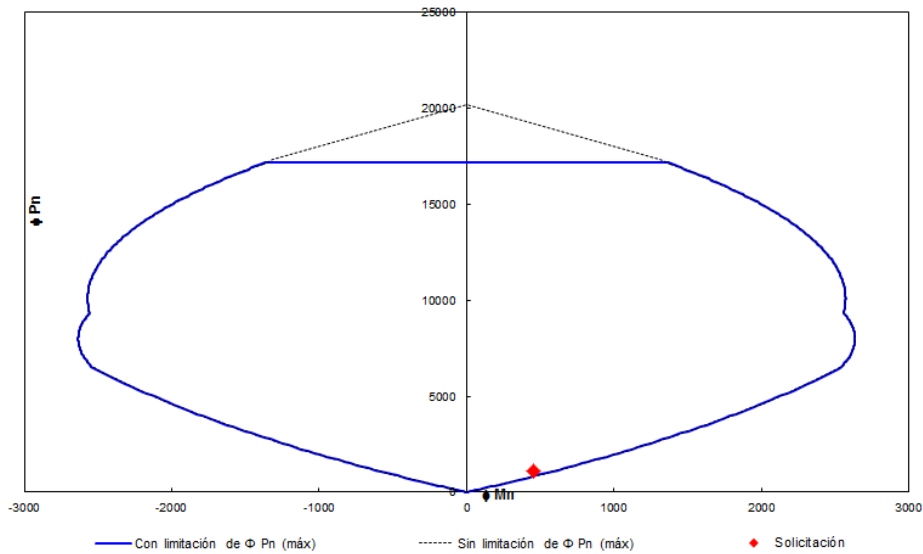


Figura N° 9.5 – Diagrama de interacción compresión y máximo momento (Transposición)

$$M = 449,73kNm, T = 841,86kN \Rightarrow \rho_s = 0,00388$$

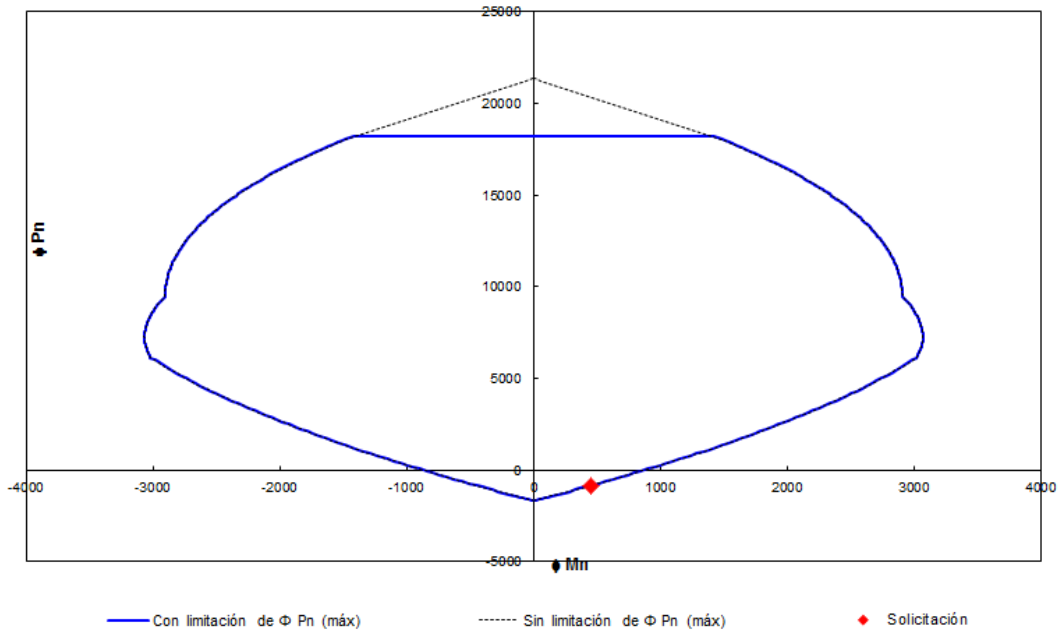


Figura N° 9.6 – Diagrama de interacción para tracción y máximo momento (Transposición)

$$M = 0kNm, N = -1272,96kN \Rightarrow \rho_s = 0,00$$

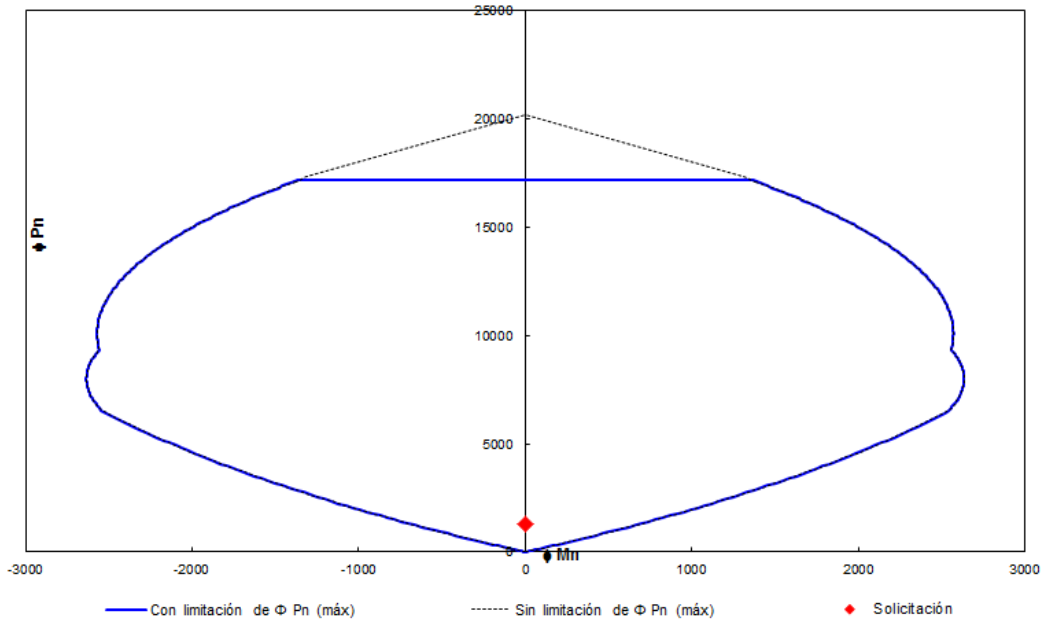


Figura N° 9.7 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (Transposición)

$$M = 280,93kNm, T = 889,36kN \Rightarrow \rho_s = 0,00325$$

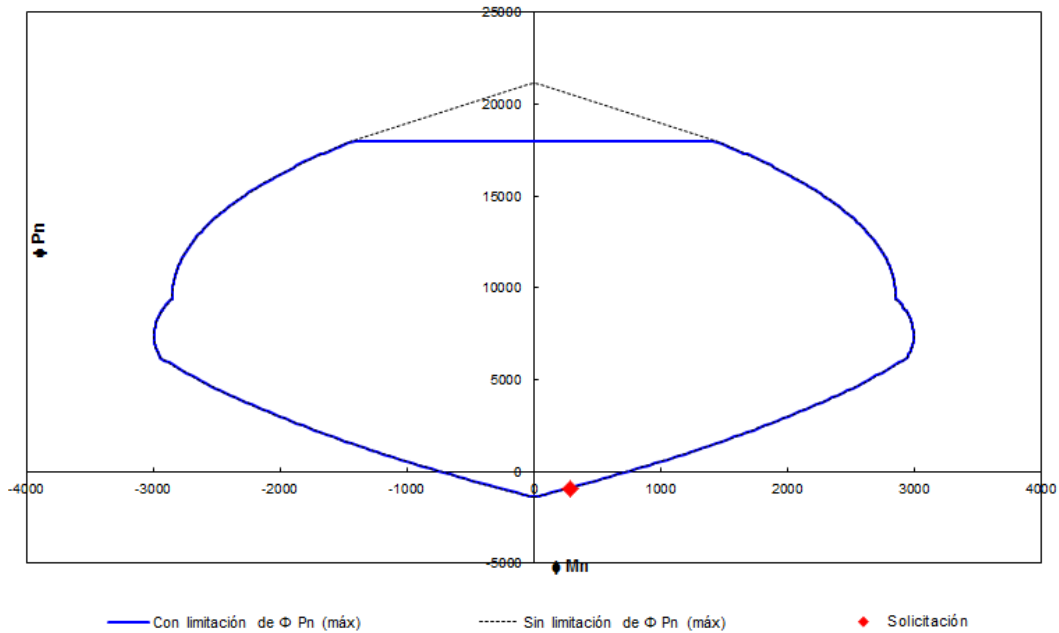


Figura N° 9.8 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (Transposición)

Por lo tanto, se adopta una cuantía de 1 %:

$$A_s = 0,01 \cdot A_g = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2m)^2 = 113,1cm^2 \text{ (23}\phi\text{25)}$$

9.3.6 Cálculo armadura transversal

Respecto a la armadura transversal, se observan los esfuerzos máximos de corte, $V=194,84kN$, que se generan en el diagrama V3, en la cota 0,00m. A este valor debe adicionarse, los esfuerzos de tracción transversal, debido a la transferencia de tensiones hasta una profundidad aproximada de 1m, con una fuerza Z:

$$Z = \frac{N}{4} \left(1 - \frac{a}{d}\right) = \frac{889,36kN}{4} \left(1 - \frac{0}{1,2m}\right) = 222,34kN$$

Por lo tanto el esfuerzo de corte total con el que se dimensiona la armadura hasta una profundidad de 1m, es:

$$V_u = 194,84kN + 222,34kN = 417,18kN$$

La resistencia al corte que otorga el hormigón es nula, por estar sometido el pilote a esfuerzos de tracción significativos.

$$V_c = 0 \Rightarrow \phi V_s = 417,18kN$$

La armadura a corte se calcula como lo definido en la Ec. 4.18:

$$A_V = V_s \cdot \frac{s}{f_{yt} d}$$

La separación medida en dirección paralela a las armaduras longitudinales, debe ser menor a:

- $d/2$ (0,48m)
- **400mm**

Por lo tanto se adopta una separación de 10cm en el primer metro de profundidad, siendo la armadura necesaria:

$$A_V = 417,18kN \cdot \frac{0,1m}{0,75 \cdot 42kN/cm^2 \cdot 0,8 \cdot 0,8m} = 1,38cm^2$$

La armadura mínima exigida por Reglamento es, según la Ec.4.17:

$$A_{V_{min}} = \frac{1 \sqrt{30MPa}}{16 \cdot 420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,98cm^2 > \frac{0,33}{420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,94cm^2$$

$$0,98cm^2 < 1,38cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta } A_v = 1,38cm^2$$

Donde ésta armadura mínima constituye dos veces el área de la barra correspondiente al estribo helicoidal con una separación de 10cm. Por lo que se adopta un estribo helicoidal de $\phi 12$.

A partir del metro de profundidad se aumenta el paso en la armadura a 20cm, en toda la longitud del pilote.

9.3.7 Resumen de armado torres de Transposición

Las armaduras adoptadas para el pilote son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En el plano 33 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

9.4 ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN ANGULAR HASTA 30°

Para el diseño de estas estructuras se consideran los esfuerzos obtenidos en el análisis de carga del apartado 5.1.2, donde:

Cargas de servicio:

Compresión: 710,66kN

Tracción: 651,16kN

Fuerza horizontal: 141,56kN

Momento: 185,63kNm

Cargas últimas:

Compresión: 1160,22kN

Tracción: 1088,44kN

Fuerza horizontal: 209,44kN

Momento: 324,86kNm

Características adoptadas para cada pilote:

Cota de fundación: -11,00m

Diámetro de pilotes: 1,20m

Se considera un peso específico del suelo sumergido de 7,63kN/m³ y un ángulo de fricción interna $\phi=34^\circ$, obtenidos como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo, por lo que el valor de empuje pasivo es:

$$K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{34^\circ}{2} \right) = 3,54$$

9.4.1 Verificación de capacidad de carga a compresión

Para un ángulo de fricción interna $\phi=36^\circ$ (correspondiente al estrato ubicado en la cota de fundación), el factor de capacidad de carga de Meyerhof es:

$$N_q^* = 180$$

La capacidad de punta límite es, según la Ec.6.16:

$$q_l = 50.180. tg(36^\circ) = 6538,88kPa$$

$$q_{l_{adm}} = \frac{6538,88kN/m^3}{2} = 3269,44kPa > q_{p_{adm}} = 1100kPa$$

Por lo que la resistencia de punta es:

$$Q_{p_{adm}} = q_{p_{adm}} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 1100kPa \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2m)^2 = 1244,07kN$$

.En referencia a la resistencia friccional admisible:

$$Q_{f_{adm}} = \pi 1,2m(2kPa \cdot 1m + 8kPa \cdot 1,1m + 11,4kPa \cdot 0,9m + 8kPa \cdot 1,2m + 20kPa \cdot 0,8m + 18kPa \cdot 1m + 14kPa \cdot 0,4m + 20kPa \cdot 0,6m + 20,5kPa \cdot 1m + 23kPa \cdot 0,2m + 26kPa \cdot 2,8m)$$

$$Q_{f_{adm}} = 679,19kN$$

Por lo tanto la capacidad admisible total a compresión es:

$$Q_{adm_{compresión}} = Q_{p_{adm}} + Q_{f_{adm}}$$

$$Q_{adm_{compresión}} = 1244,07kN + 679,19kN$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$N = 710,66kN + P_{pilote} - P_{suelo} = 710,66kN + \frac{\pi}{4} (1,2m)^2 11m \cdot (24kN/m^3 - 7,63kN/m^3)$$

$$N = 914,34kN$$

$$Q_{adm_{compresión}} = 1932,07kN > N = 914,34kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.4.2 Verificación de capacidad de carga a tracción

La capacidad de carga a tracción es:

$$Q_{adm_{tracción}} = 0,9Q_{f_{adm}}$$

$$Q_{adm_{tracción}} = 0,9 \cdot 679,19kN$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$N = 651,16kN - P_{pilote_{sum.}} + P_{suelo} = 651,16kN + \frac{\pi}{4} (1,2m)^2 11m \cdot (7,63kN/m^3 - 14kN/m^3)$$

$$N = 571,89kN$$

$$Q_{adm_{tracción}} = 611,27kN > 571,89kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.4.3 Verificación de capacidad de carga a fuerzas horizontales

Para determinar la carga horizontal de rotura, es necesario conocer si se trata de un pilote corto, intermedio o largo.

El límite a partir del cual se considera como un pilote largo es:

$$L_2^3 - 4,76 \left(\frac{M_u}{K_p \gamma D} \right)^{\frac{2}{3}} L_2 + \frac{2M_u}{K_p \gamma D} = 0 \Rightarrow L_2 = 5,2m < 11m \Rightarrow \text{Pilote Largo}$$

Por lo tanto la carga última horizontal del pilote es:

$$H_u = 2,38 \cdot \sqrt[3]{(492,56kNm)^2 \cdot 7,63kN/m^3 \cdot 1,2m \cdot 3,54} = 428,41kN$$

$$H_u = 428,41kN > 2 \cdot H = 2 \cdot 152,22kN = 304,44kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$


9.4.4 Análisis Estructural

Las cargas actuantes para la modelación estructural son las definidas como esfuerzos de diseño en el apartado 9.3 y en las tablas 9.21 a 9.25 se presentan los esfuerzos obtenidos para los pilotes sometidos a compresión, junto a sus correspondientes diagramas. Mientras que las tablas 9.26 a 9.30 son para pilotes traccionados.

Tabla N° 9.21- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes comprimidos de torres RA30°

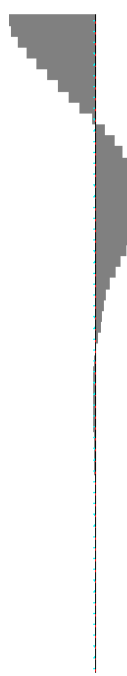
Esfuerzo Normal							
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	-1160,22	2,875	-1238,26	5,75	-1316,29	8,625	-1394,33
0,125	-1163,61	3	-1241,65	5,875	-1319,69	8,75	-1397,72
0,25	-1167,01	3,125	-1245,04	6	-1323,08	8,875	-1401,12
0,375	-1170,40	3,25	-1248,44	6,125	-1326,47	9	-1404,51
0,5	-1173,79	3,375	-1251,83	6,25	-1329,87	9,125	-1407,90
0,625	-1177,19	3,5	-1255,22	6,375	-1333,26	9,25	-1411,30
0,75	-1180,58	3,625	-1258,62	6,5	-1336,65	9,375	-1414,69
0,875	-1183,97	3,75	-1262,01	6,625	-1340,05	9,5	-1418,08
1	-1187,36	3,875	-1265,40	6,75	-1343,44	9,625	-1421,48
1,125	-1190,76	4	-1268,79	6,875	-1346,83	9,75	-1424,87
1,25	-1194,15	4,125	-1272,19	7	-1350,22	9,875	-1428,26
1,375	-1197,54	4,25	-1275,58	7,125	-1353,62	10	-1431,65
1,5	-1200,94	4,375	-1278,97	7,25	-1357,01	10,125	-1435,05
1,625	-1204,33	4,5	-1282,37	7,375	-1360,40	10,25	-1438,44
1,75	-1207,72	4,625	-1285,76	7,5	-1363,80	10,375	-1441,83
1,875	-1211,11	4,75	-1289,15	7,625	-1367,19	10,5	-1445,23
2	-1214,51	4,875	-1292,54	7,75	-1370,58	10,625	-1448,62
2,125	-1217,90	5	-1295,94	7,875	-1373,97	10,75	-1452,01
2,25	-1221,29	5,125	-1299,33	8	-1377,37	10,875	-1455,40
2,375	-1224,69	5,25	-1302,72	8,125	-1380,76	11	-1458,80
2,5	-1228,08	5,375	-1306,12	8,25	-1384,15		
2,625	-1231,47	5,5	-1309,51	8,375	-1387,55		
2,75	-1234,86	5,625	-1312,90	8,5	-1390,94		

Tabla N° 9.22 - Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA30°



Esfuerzo Cortante (x-z)							
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	2,875	55,35	5,75	56,53	8,625	2,71
0,125	0,00	3	55,35	5,875	50,67	8,75	2,71
0,25	0,00	3,125	60,10	6	50,67	8,875	0,47
0,375	1,83	3,25	60,10	6,125	44,47	9	0,47
0,5	1,83	3,375	64,54	6,25	44,47	9,125	-1,38
0,625	5,08	3,5	64,54	6,375	39,82	9,25	-1,38
0,75	5,08	3,625	67,94	6,5	39,82	9,375	-2,87
0,875	9,37	3,75	67,94	6,625	36,74	9,5	-2,87
1	9,37	3,875	70,34	6,75	36,74	9,625	-4,05
1,125	14,37	4	70,34	6,875	33,76	9,75	-4,05
1,25	14,37	4,125	71,80	7	33,76	9,875	-4,96
1,375	19,78	4,25	71,80	7,125	30,93	10	-4,96
1,5	19,78	4,375	73,66	7,25	30,93	10,125	-5,64
1,625	25,36	4,5	73,66	7,375	24,40	10,25	-5,64
1,75	25,36	4,625	73,14	7,5	24,40	10,375	-6,12
1,875	30,89	4,75	73,14	7,625	18,47	10,5	-6,12
2	30,89	4,875	70,56	7,75	18,47	10,625	-6,43
2,125	36,19	5	70,56	7,875	13,17	10,75	-6,43
2,25	36,19	5,125	66,27	8	13,17	10,875	-6,58
2,375	43,30	5,25	66,27	8,125	8,52	11	-6,58
2,5	43,30	5,375	61,81	8,25	8,52		
2,625	49,73	5,5	61,81	8,375	5,38		
2,75	49,73	5,625	56,53	8,5	5,38		

Tabla N° 9.23 - Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA30°



Esfuerzo Cortante (y-z)							
Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	209,44	2,875	40,22	5,75	-128,98	8,625	-22,81
0,125	209,44	3	40,22	5,875	-124,58	8,75	-22,81
0,25	209,44	3,125	20,37	6	-124,58	8,875	-15,66
0,375	205,15	3,25	20,37	6,125	-117,49	9	-15,66
0,5	205,15	3,375	-0,23	6,25	-117,49	9,125	-9,42
0,625	197,23	3,5	-0,23	6,375	-110,83	9,25	-9,42
0,75	197,23	3,625	-18,30	6,5	-110,83	9,375	-4,08
0,875	186,35	3,75	-18,30	6,625	-105,67	9,5	-4,08
1	186,35	3,875	-33,71	6,75	-105,67	9,625	0,40
1,125	173,15	4	-33,71	6,875	-100,07	9,75	0,40
1,25	173,15	4,125	-46,43	7	-100,07	9,875	4,06
1,375	158,24	4,25	-46,43	7,125	-94,27	10	4,06
1,5	158,24	4,375	-77,91	7,25	-94,27	10,125	6,94
1,625	142,18	4,5	-77,91	7,375	-79,78	10,25	6,94
1,75	142,18	4,625	-101,46	7,5	-79,78	10,375	9,07
1,875	125,49	4,75	-101,46	7,625	-65,70	10,5	9,07
2	125,49	4,875	-117,65	7,75	-65,70	10,625	10,49
2,125	108,67	5	-117,65	7,875	-52,30	10,75	10,49
2,25	108,67	5,125	-127,19	8	-52,30	10,875	11,21
2,375	84,77	5,25	-127,19	8,125	-39,79	11	11,21
2,5	84,77	5,375	-130,07	8,25	-39,79		
2,625	61,81	5,5	-130,07	8,375	-30,86		
2,75	61,81	5,625	-128,98	8,5	-30,86		

Tabla N° 9.24 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA30°

Momento Flector (y-z)							
Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	0,00	2,875	-418,15	5,75	-232,78	8,625	0,40
0,125	-26,18	3	-423,18	5,875	-217,21	8,75	3,25
0,25	-52,36	3,125	-425,72	6	-201,64	8,875	5,21
0,375	-78,00	3,25	-428,27	6,125	-186,95	9	7,17
0,5	-103,65	3,375	-428,24	6,25	-172,27	9,125	8,34
0,625	-128,30	3,5	-428,21	6,375	-158,41	9,25	9,52
0,75	-152,95	3,625	-425,92	6,5	-144,56	9,375	10,03
0,875	-176,25	3,75	-423,64	6,625	-131,35	9,5	10,54
1	-199,54	3,875	-419,42	6,75	-118,14	9,625	10,49
1,125	-221,19	4	-415,21	6,875	-105,63	9,75	10,44
1,25	-242,83	4,125	-409,40	7	-93,13	9,875	9,93
1,375	-262,61	4,25	-403,60	7,125	-81,34	10	9,43
1,5	-282,39	4,375	-393,86	7,25	-69,56	10,125	8,56
1,625	-300,16	4,5	-384,12	7,375	-59,59	10,25	7,69
1,75	-317,93	4,625	-371,44	7,5	-49,61	10,375	6,56
1,875	-333,62	4,75	-358,76	7,625	-41,40	10,5	5,42
2	-349,31	4,875	-344,05	7,75	-33,19	10,625	4,11
2,125	-362,89	5	-329,35	7,875	-26,65	10,75	2,80
2,25	-376,47	5,125	-313,45	8	-20,11	10,875	1,40
2,375	-387,07	5,25	-297,55	8,125	-15,14	11	0,00
2,5	-397,67	5,375	-281,29	8,25	-10,16		
2,625	-405,39	5,5	-265,03	8,375	-6,31		
2,75	-413,12	5,625	-248,91	8,5	-2,45		

Tabla N° 9.25 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA30°

Momento Flector (x-z)							
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	324,86	2,875	258,97	5,75	67,88	8,625	-9,05
0,125	324,86	3	252,05	5,875	61,54	8,75	-9,38
0,25	324,86	3,125	244,54	6	55,21	8,875	-9,44
0,375	324,63	3,25	237,02	6,125	49,65	9	-9,50
0,5	324,40	3,375	228,96	6,25	44,09	9,125	-9,33
0,625	323,77	3,5	220,89	6,375	39,11	9,25	-9,16
0,75	323,13	3,625	212,40	6,5	34,14	9,375	-8,80
0,875	321,96	3,75	203,90	6,625	29,54	9,5	-8,44
1	320,79	3,875	195,11	6,75	24,95	9,625	-7,94
1,125	318,99	4	186,32	6,875	20,73	9,75	-7,43
1,25	317,20	4,125	177,34	7	16,51	9,875	-6,81
1,375	314,73	4,25	168,37	7,125	12,64	10	-6,19
1,5	312,25	4,375	159,16	7,25	8,78	10,125	-5,49
1,625	309,08	4,5	149,95	7,375	5,73	10,25	-4,78
1,75	305,91	4,625	140,81	7,5	2,68	10,375	-4,02
1,875	302,05	4,75	131,67	7,625	0,37	10,5	-3,25
2	298,19	4,875	122,85	7,75	-1,94	10,625	-2,45
2,125	293,67	5	114,03	7,875	-3,59	10,75	-1,65
2,25	289,14	5,125	105,74	8	-5,23	10,875	-0,82
2,375	283,73	5,25	97,46	8,125	-6,30	11	0,00
2,5	278,32	5,375	89,73	8,25	-7,36		
2,625	272,10	5,5	82,01	8,375	-8,03		
2,75	265,88	5,625	74,94	8,5	-8,71		

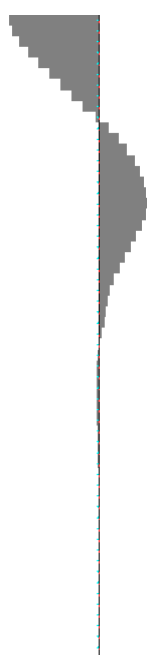
Tabla N° 9.26 -Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres RA30°

Esfuerzo Normal							
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	1088,44	2,875	1010,40	5,75	932,37	8,625	854,33
0,125	1085,05	3	1007,01	5,875	928,97	8,75	850,94
0,25	1081,65	3,125	1003,62	6	925,58	8,875	847,54
0,375	1078,26	3,25	1000,22	6,125	922,19	9	844,15
0,5	1074,87	3,375	996,83	6,25	918,79	9,125	840,76
0,625	1071,48	3,5	993,44	6,375	915,40	9,25	837,36
0,75	1068,08	3,625	990,05	6,5	912,01	9,375	833,97
0,875	1064,69	3,75	986,65	6,625	908,62	9,5	830,58
1	1061,30	3,875	983,26	6,75	905,22	9,625	827,19
1,125	1057,90	4	979,87	6,875	901,83	9,75	823,79
1,25	1054,51	4,125	976,47	7	898,44	9,875	820,40
1,375	1051,12	4,25	973,08	7,125	895,04	10	817,01
1,5	1047,73	4,375	969,69	7,25	891,65	10,125	813,61
1,625	1044,33	4,5	966,30	7,375	888,26	10,25	810,22
1,75	1040,94	4,625	962,90	7,5	884,87	10,375	806,83
1,875	1037,55	4,75	959,51	7,625	881,47	10,5	803,44
2	1034,15	4,875	956,12	7,75	878,08	10,625	800,04
2,125	1030,76	5	952,72	7,875	874,69	10,75	796,65
2,25	1027,37	5,125	949,33	8	871,29	10,875	793,26
2,375	1023,98	5,25	945,94	8,125	867,90	11	789,86
2,5	1020,58	5,375	942,54	8,25	864,51		
2,625	1017,19	5,5	939,15	8,375	861,11		
2,75	1013,80	5,625	935,76	8,5	857,72		

Tabla N° 9.27 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA30°

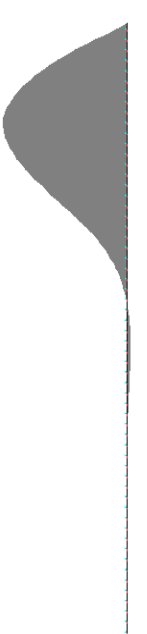
Esfuerzo Cortante (x-z)							
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	2,875	55,35	5,75	56,53	8,625	2,71
0,125	0,00	3	55,35	5,875	50,67	8,75	2,71
0,25	0,00	3,125	60,10	6	50,67	8,875	0,47
0,375	1,83	3,25	60,10	6,125	44,47	9	0,47
0,5	1,83	3,375	64,54	6,25	44,47	9,125	-1,38
0,625	5,08	3,5	64,54	6,375	39,82	9,25	-1,38
0,75	5,08	3,625	67,94	6,5	39,82	9,375	-2,87
0,875	9,37	3,75	67,94	6,625	36,74	9,5	-2,87
1	9,37	3,875	70,34	6,75	36,74	9,625	-4,05
1,125	14,37	4	70,34	6,875	33,76	9,75	-4,05
1,25	14,37	4,125	71,80	7	33,76	9,875	-4,96
1,375	19,78	4,25	71,80	7,125	30,93	10	-4,96
1,5	19,78	4,375	73,66	7,25	30,93	10,125	-5,64
1,625	25,36	4,5	73,66	7,375	24,40	10,25	-5,64
1,75	25,36	4,625	73,14	7,5	24,40	10,375	-6,12
1,875	30,89	4,75	73,14	7,625	18,47	10,5	-6,12
2	30,89	4,875	70,56	7,75	18,47	10,625	-6,43
2,125	36,19	5	70,56	7,875	13,17	10,75	-6,43
2,25	36,19	5,125	66,27	8	13,17	10,875	-6,58
2,375	43,30	5,25	66,27	8,125	8,52	11	-6,58
2,5	43,30	5,375	61,81	8,25	8,52		
2,625	49,73	5,5	61,81	8,375	5,38		
2,75	49,73	5,625	56,53	8,5	5,38		

Tabla N° 9.28 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA30°



Esfuerzo Cortante (y-z)							
Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	209,44	2,875	40,22	5,75	-128,98	8,625	-22,81
0,125	209,44	3	40,22	5,875	-124,58	8,75	-22,81
0,25	209,44	3,125	20,37	6	-124,58	8,875	-15,66
0,375	205,15	3,25	20,37	6,125	-117,49	9	-15,66
0,5	205,15	3,375	-0,23	6,25	-117,49	9,125	-9,42
0,625	197,23	3,5	-0,23	6,375	-110,83	9,25	-9,42
0,75	197,23	3,625	-18,30	6,5	-110,83	9,375	-4,08
0,875	186,35	3,75	-18,30	6,625	-105,67	9,5	-4,08
1	186,35	3,875	-33,71	6,75	-105,67	9,625	0,40
1,125	173,15	4	-33,71	6,875	-100,07	9,75	0,40
1,25	173,15	4,125	-46,43	7	-100,07	9,875	4,06
1,375	158,24	4,25	-46,43	7,125	-94,27	10	4,06
1,5	158,24	4,375	-77,91	7,25	-94,27	10,125	6,94
1,625	142,18	4,5	-77,91	7,375	-79,78	10,25	6,94
1,75	142,18	4,625	-101,46	7,5	-79,78	10,375	9,07
1,875	125,49	4,75	-101,46	7,625	-65,70	10,5	9,07
2	125,49	4,875	-117,65	7,75	-65,70	10,625	10,49
2,125	108,67	5	-117,65	7,875	-52,30	10,75	10,49
2,25	108,67	5,125	-127,19	8	-52,30	10,875	11,21
2,375	84,77	5,25	-127,19	8,125	-39,79	11	11,21
2,5	84,77	5,375	-130,07	8,25	-39,79		
2,625	61,81	5,5	-130,07	8,375	-30,86		
2,75	61,81	5,625	-128,98	8,5	-30,86		

Tabla N° 9.29 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA30°



Momento Flector (y-z)							
Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	0,00	2,875	-418,15	5,75	-232,78	8,625	0,40
0,125	-26,18	3	-423,18	5,875	-217,21	8,75	3,25
0,25	-52,36	3,125	-425,72	6	-201,64	8,875	5,21
0,375	-78,00	3,25	-428,27	6,125	-186,95	9	7,17
0,5	-103,65	3,375	-428,24	6,25	-172,27	9,125	8,34
0,625	-128,30	3,5	-428,21	6,375	-158,41	9,25	9,52
0,75	-152,95	3,625	-425,92	6,5	-144,56	9,375	10,03
0,875	-176,25	3,75	-423,64	6,625	-131,35	9,5	10,54
1	-199,54	3,875	-419,42	6,75	-118,14	9,625	10,49
1,125	-221,19	4	-415,21	6,875	-105,63	9,75	10,44
1,25	-242,83	4,125	-409,40	7	-93,13	9,875	9,93
1,375	-262,61	4,25	-403,60	7,125	-81,34	10	9,43
1,5	-282,39	4,375	-393,86	7,25	-69,56	10,125	8,56
1,625	-300,16	4,5	-384,12	7,375	-59,59	10,25	7,69
1,75	-317,93	4,625	-371,44	7,5	-49,61	10,375	6,56
1,875	-333,62	4,75	-358,76	7,625	-41,40	10,5	5,42
2	-349,31	4,875	-344,05	7,75	-33,19	10,625	4,11
2,125	-362,89	5	-329,35	7,875	-26,65	10,75	2,80
2,25	-376,47	5,125	-313,45	8	-20,11	10,875	1,40
2,375	-387,07	5,25	-297,55	8,125	-15,14	11	0,00
2,5	-397,67	5,375	-281,29	8,25	-10,16		
2,625	-405,39	5,5	-265,03	8,375	-6,31		
2,75	-413,12	5,625	-248,91	8,5	-2,45		

Tabla N° 9.30 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA30°

Momento Flector (x-z)							
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	324,86	2,875	258,97	5,75	67,88	8,625	-9,05
0,125	324,86	3	252,05	5,875	61,54	8,75	-9,38
0,25	324,86	3,125	244,54	6	55,21	8,875	-9,44
0,375	324,63	3,25	237,02	6,125	49,65	9	-9,50
0,5	324,40	3,375	228,96	6,25	44,09	9,125	-9,33
0,625	323,77	3,5	220,89	6,375	39,11	9,25	-9,16
0,75	323,13	3,625	212,40	6,5	34,14	9,375	-8,80
0,875	321,96	3,75	203,90	6,625	29,54	9,5	-8,44
1	320,79	3,875	195,11	6,75	24,95	9,625	-7,94
1,125	318,99	4	186,32	6,875	20,73	9,75	-7,43
1,25	317,20	4,125	177,34	7	16,51	9,875	-6,81
1,375	314,73	4,25	168,37	7,125	12,64	10	-6,19
1,5	312,25	4,375	159,16	7,25	8,78	10,125	-5,49
1,625	309,08	4,5	149,95	7,375	5,73	10,25	-4,78
1,75	305,91	4,625	140,81	7,5	2,68	10,375	-4,02
1,875	302,05	4,75	131,67	7,625	0,37	10,5	-3,25
2	298,19	4,875	122,85	7,75	-1,94	10,625	-2,45
2,125	293,67	5	114,03	7,875	-3,59	10,75	-1,65
2,25	289,14	5,125	105,74	8	-5,23	10,875	-0,82
2,375	283,73	5,25	97,46	8,125	-6,30	11	0,00
2,5	278,32	5,375	89,73	8,25	-7,36		
2,625	272,10	5,5	82,01	8,375	-8,03		
2,75	265,88	5,625	74,94	8,5	-8,71		

9.4.5 Cálculo armadura longitudinal

En referencia a los casos más desfavorables, mediante el uso de los diagramas de interacción para secciones circulares (Figuras 9.9 a 9.12), se analizan los casos en posibles secciones críticas. Entonces para:

$$M = 492,56kNm, N = -1241,65kN \Rightarrow \rho_s = 0,000$$

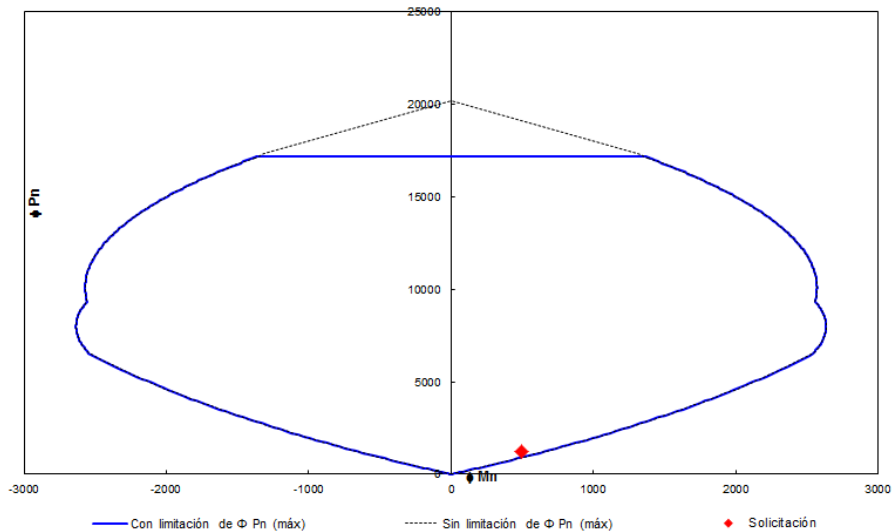


Figura N° 9.9 – Diagrama de interacción para compresión y máximo momento (RA30°)

$$M = 492,56kNm, T = 1007,01kN \Rightarrow \rho_s = 0,0045$$

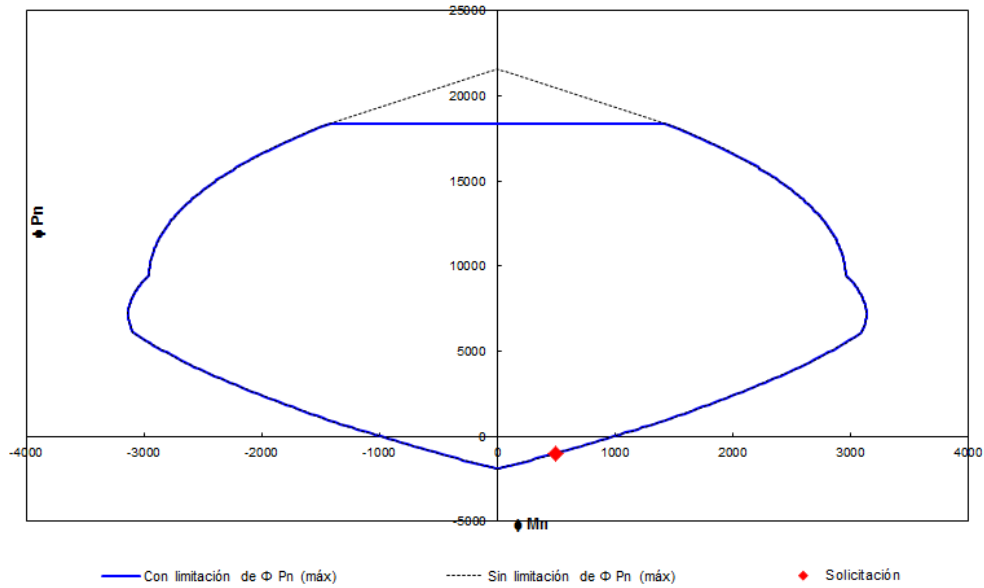


Figura N° 9.10 – Diagrama de interacción para tracción y máximo momento (RA30°)

$$M = 0kNm, N = -1458,80kN \Rightarrow \rho_s = 0,00$$

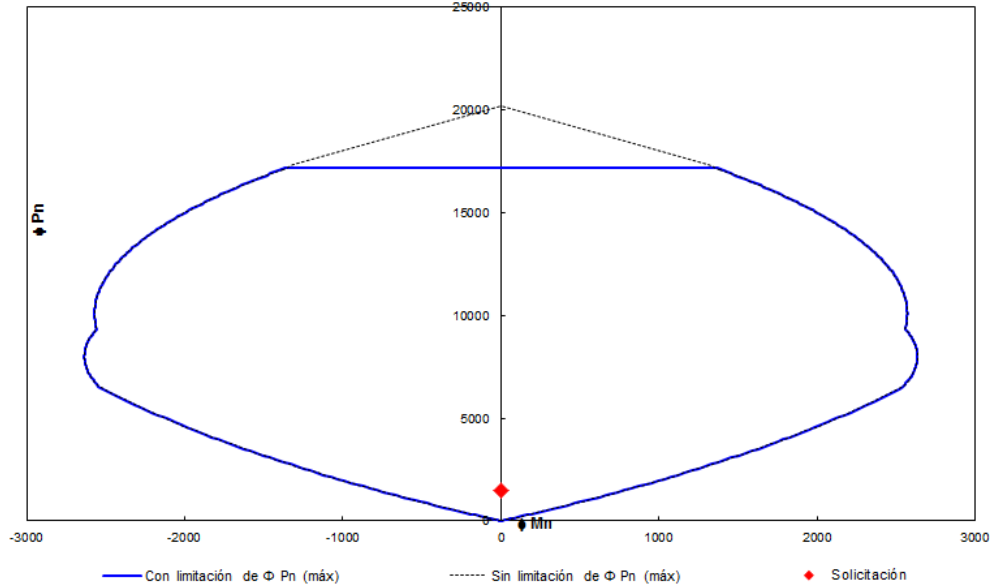


Figura N° 9.11 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (RA30°)

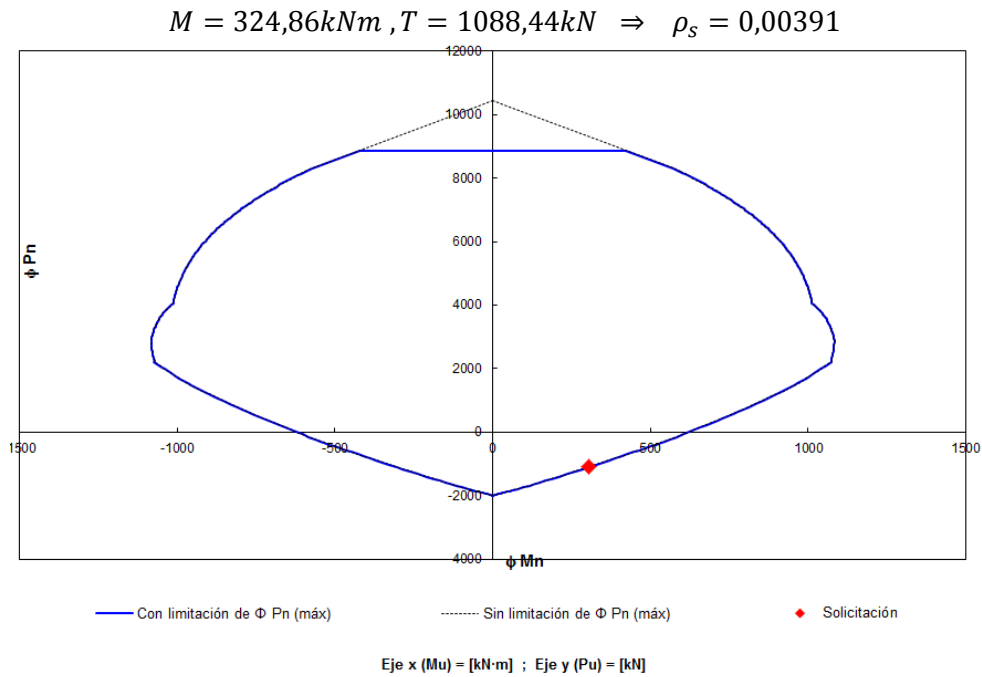


Figura N° 9.12 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (RA30°)

Por lo que se adopta una cuantía del 1%:

$$A_s = 0,01A_g = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (120cm)^2 = 113,1cm^2 \quad (23\phi 25)$$

9.4.6 Cálculo armadura transversal

La armadura de corte se dimensiona para el esfuerzo cortante máximo que es $V=209,44kN$ y el esfuerzo Z a causa de la redistribución de tensiones:

$$Z = \frac{1088,44kN}{4} = 272,11kN$$

El esfuerzo cortante total es:

$$V_u = 209,44kN + 272,11kN = 481,55kN$$

La resistencia al corte que otorga el hormigón es nula, por estar sometido el pilote a esfuerzos de tracción significativos.

$$V_c = 0 \Rightarrow \phi V_s = 481,55kN$$

La armadura a corte se calcula según lo definido en la Ec.4.18:

$$A_V = V_s \cdot \frac{s}{f_{yt}d}$$

La separación medida en dirección paralela a las armaduras longitudinales, debe ser menor a:

- $d/2$ (0,48m)
- **400mm**

Por lo tanto se adopta una separación de 10cm en el primer metro de profundidad, siendo la armadura necesaria:

$$A_v = 481,55kN \cdot \frac{0,1m}{0,75 \cdot 42kN/cm^2 \cdot 0,8 \cdot 1,2m} = 1,59cm^2$$

La armadura mínima exigida por Reglamento es, según la Ec.4.17:

$$A_{v_{min}} = \frac{1 \sqrt{30MPa}}{16 \cdot 420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,98cm^2 > \frac{0,33}{420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,94cm^2$$

$$0,98cm^2 < 1,59cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta } A_v = 1,59cm^2$$

Donde ésta armadura mínima constituye dos veces el área de la barra correspondiente al estribo helicoidal con una separación de 10cm. Por lo que se adopta un estribo helicoidal de $\phi 12$.

A partir del metro de profundidad se aumenta el paso en la armadura a 20cm, en toda la longitud del pilote.

9.4.7 Resumen de armado torres de RA30°

Las armaduras adoptadas para el pilote son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En el plano 34 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

9.5 ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN ANGULAR HASTA 90°

Para el diseño de estas estructuras se consideran los esfuerzos obtenidos en el análisis de carga del apartado 5.1.2, donde:

Cargas de servicio:

Compresión: 1444,61kN

Tracción: 1370,29kN

Esfuerzo horizontal: 278,60kN

Momento: 350,29kNm

Cargas últimas:

Compresión: 2326,30kN

Tracción: 2252,18kN

Esfuerzo horizontal: 411,09kN

Momento: 697,89kNm

Características adoptadas para cada pilote:

Cota de fundación: -15,00m

Diámetro de pilotes: 1,20m

Se considera un peso específico del suelo sumergido de 7,75kN/m³ y un ángulo de fricción interna $\phi=37^\circ$, obtenidos como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo, por lo que el valor de empuje pasivo es:

$$K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{37^\circ}{2} \right) = 4,02$$

9.5.1 Verificación de capacidad de carga a compresión

Para un ángulo de fricción interna $\phi=40^\circ$ (correspondiente al estrato ubicado en la cota de fundación), el factor de capacidad de carga de Meyerhof es:

$$N_q^* = 200$$

La capacidad de punta límite es, según la Ec.6.16:

$$q_l = 50 \cdot 200 \cdot tg(40^\circ) = 8391kPa$$

$$q_{ladm} = \frac{8391kPa}{2} = 4195,5kPa > q_{padm} = 1800kPa$$

Por lo que la resistencia de punta es:

$$Q_{padm} = q_{padm} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 1800kPa \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2m)^2 = 2035,75kN$$

En referencia a la resistencia friccional admisible:

$$Q_{fadm} = \pi 1,2m(5kPa \cdot 1,1m + 13kPa \cdot 5,1m + 31kPa \cdot 8,8m)$$

$$Q_{fadm} = 1299,11kN$$

Por lo tanto la capacidad admisible total a compresión es:

$$Q_{adm_{compresión}} = Q_{p_{adm}} + Q_{fadm}$$

$$Q_{adm_{comp}} = 2035,75kN + 1299,11kN = 3334,86kN$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$N = 1444,61kN + P_{pilote} - P_{suelo} = 1444,61kN + \frac{\pi}{4}(1,2m)^2 15m \cdot (24kN/m^3 - 7,75kN/m^3)$$

$$N = 1721,57kN$$

$$Q_{adm_{compresión}} = 3334,86kN > N = 1721,57kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.5.2 Verificación de capacidad de carga a tracción

La capacidad de carga a tracción es:

$$Q_{adm_{tracción}} = 0,9Q_{fadm}$$

$$Q_{adm_{tracción}} = 0,9 \cdot 1299,11kN = 1169,20kN$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$N = 1370,29kN - P_{pil_{sum}} + P_{suelo} = 1370,29kN + \frac{\pi}{4}(1,2m)^2 15m \cdot (7,75kN/m^3 - 14kN/m^3)$$

$$N = 1132,79kN$$

$$Q_{adm_{tracción}} = 1169,20kN > 1132,79kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.5.3 Verificación de capacidad de carga a fuerzas horizontales

El momento último que corresponde al pilote analizado es:

$$M_u = 979,81kNm$$

Para determinar la carga horizontal de rotura, es necesario conocer si se trata de un pilote corto, intermedio o largo.

El límite a partir del cual se considera como un pilote largo es:

$$L_2^3 - 4,76 \left(\frac{M_u}{K_p \gamma D} \right)^{\frac{2}{3}} L_2 + \frac{2M_u}{K_p \gamma D} = 0 \Rightarrow L_2 = 5,83m < 15m \Rightarrow \text{Pilote Largo}$$

Por lo tanto la carga última horizontal del pilote es:

$$H_u = 2,38 \cdot \sqrt[3]{(979,81kNm)^2 \cdot 7,67kN/m^3 \cdot 1,2m \cdot 3,54}$$

$$H_u = 749,82kN > 2H = 2 \cdot 300,27kN = 600,54kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

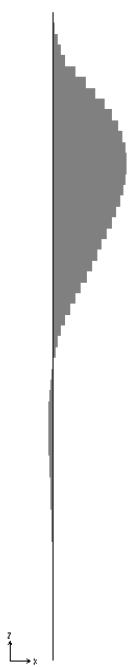
9.5.4 Análisis Estructural

Las cargas actuantes para la modelación estructural son las definidas como esfuerzos de diseño en el apartado 9.4. Los esfuerzos obtenidos para el caso de pilote comprimido junto con los diagramas correspondientes se muestran en las tablas 9.31 a 9.35. Mientras que los referidos a pilotes traccionados se presentan en las tablas 9.35 a 9.40.

Tabla N° 9.31- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes comprimidos de torres RA90°

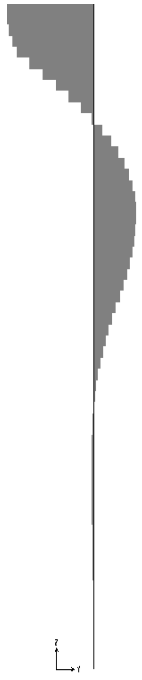
Esfuerzo Normal									
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	-2326,30	3,125	-2411,12	6,25	-2495,95	9,375	-2580,77	12,5	-2665,59
0,125	-2329,69	3,25	-2414,52	6,375	-2499,34	9,5	-2584,16	12,625	-2668,99
0,25	-2333,09	3,375	-2417,91	6,5	-2502,73	9,625	-2587,56	12,75	-2672,38
0,375	-2336,48	3,5	-2421,30	6,625	-2506,13	9,75	-2590,95	12,875	-2675,77
0,5	-2339,87	3,625	-2424,70	6,75	-2509,52	9,875	-2594,34	13	-2679,16
0,625	-2343,27	3,75	-2428,09	6,875	-2512,91	10	-2597,73	13,125	-2682,56
0,75	-2346,66	3,875	-2431,48	7	-2516,30	10,125	-2601,13	13,25	-2685,95
0,875	-2350,05	4	-2434,87	7,125	-2519,70	10,25	-2604,52	13,375	-2689,34
1	-2353,44	4,125	-2438,27	7,25	-2523,09	10,375	-2607,91	13,5	-2692,74
1,125	-2356,84	4,25	-2441,66	7,375	-2526,48	10,5	-2611,31	13,625	-2696,13
1,25	-2360,23	4,375	-2445,05	7,5	-2529,88	10,625	-2614,70	13,75	-2699,52
1,375	-2363,62	4,5	-2448,45	7,625	-2533,27	10,75	-2618,09	13,875	-2702,91
1,5	-2367,02	4,625	-2451,84	7,75	-2536,66	10,875	-2621,48	14	-2706,31
1,625	-2370,41	4,75	-2455,23	7,875	-2540,05	11	-2624,88	14,125	-2709,70
1,75	-2373,80	4,875	-2458,62	8	-2543,45	11,125	-2628,27	14,25	-2713,09
1,875	-2377,19	5	-2462,02	8,125	-2546,84	11,25	-2631,66	14,375	-2716,49
2	-2380,59	5,125	-2465,41	8,25	-2550,23	11,375	-2635,06	14,5	-2719,88
2,125	-2383,98	5,25	-2468,80	8,375	-2553,63	11,5	-2638,45	14,625	-2723,27
2,25	-2387,37	5,375	-2472,20	8,5	-2557,02	11,625	-2641,84	14,75	-2726,67
2,375	-2390,77	5,5	-2475,59	8,625	-2560,41	11,75	-2645,23	14,875	-2730,06
2,5	-2394,16	5,625	-2478,98	8,75	-2563,80	11,875	-2648,63	15	-2733,45
2,625	-2397,55	5,75	-2482,37	8,875	-2567,20	12	-2652,02		
2,75	-2400,94	5,875	-2485,77	9	-2570,59	12,125	-2655,41		
2,875	-2404,34	6	-2489,16	9,125	-2573,98	12,25	-2658,81		
3	-2407,73	6,125	-2492,55	9,25	-2577,38	12,375	-2662,20		

Tabla N° 9.32- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA90°



Esfuerzo cortante (x-z)									
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	3,125	169,31	6,25	80,95	9,375	-10,07	12,5	-1,68
0,125	0,00	3,25	169,31	6,375	65,96	9,5	-10,07	12,625	-1,14
0,25	0,00	3,375	172,72	6,5	65,96	9,625	-10,16	12,75	-1,14
0,375	3,79	3,5	172,72	6,625	52,25	9,75	-10,16	12,875	-0,69
0,5	3,79	3,625	172,89	6,75	52,25	9,875	-9,86	13	-0,69
0,625	10,35	3,75	172,89	6,875	39,97	10	-9,86	13,125	-0,32
0,75	10,35	3,875	170,14	7	39,97	10,125	-9,27	13,25	-0,32
0,875	18,77	4	170,14	7,125	29,18	10,25	-9,27	13,375	-0,02
1	18,77	4,125	164,84	7,25	29,18	10,375	-8,49	13,5	-0,02
1,125	28,27	4,25	164,84	7,375	19,89	10,5	-8,49	13,625	0,21
1,25	28,27	4,375	157,41	7,5	19,89	10,625	-7,59	13,75	0,21
1,375	52,98	4,5	157,41	7,625	12,08	10,75	-7,59	13,875	0,39
1,5	52,98	4,625	148,28	7,75	12,08	10,875	-6,63	14	0,39
1,625	77,29	4,75	148,28	7,875	5,67	11	-6,63	14,125	0,52
1,75	77,29	4,875	137,91	8	5,67	11,125	-5,66	14,25	0,52
1,875	100,07	5	137,91	8,125	0,56	11,25	-5,66	14,375	0,62
2	100,07	5,125	126,70	8,25	0,56	11,375	-4,72	14,5	0,62
2,125	120,48	5,25	126,70	8,375	-3,38	11,5	-4,72	14,625	0,69
2,25	120,48	5,375	115,07	8,5	-3,38	11,625	-3,84	14,75	0,69
2,375	137,90	5,5	115,07	8,625	-6,27	11,75	-3,84	14,875	0,72
2,5	137,90	5,625	103,36	8,75	-6,27	11,875	-3,03	15	0,72
2,625	151,94	5,75	103,36	8,875	-8,26	12	-3,03		
2,75	151,94	5,875	91,90	9	-8,26	12,125	-2,31		
2,875	162,42	6	91,90	9,125	-9,48	12,25	-2,31		
3	162,42	6,125	80,95	9,25	-9,48	12,375	-1,68		

Tabla N° 9.33- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA90°



Esfuerzo cortante (y-z)									
Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	411,09	3,125	-81,58	6,25	-158,49	9,375	2,35	12,5	4,23
0,125	411,09	3,25	-81,58	6,375	-140,48	9,5	2,35	12,625	3,38
0,25	411,09	3,375	-116,30	6,5	-140,48	9,625	5,38	12,75	3,38
0,375	403,97	3,5	-116,30	6,625	-122,23	9,75	5,38	12,875	2,60
0,5	403,97	3,625	-144,60	6,75	-122,23	9,875	7,46	13	2,60
0,625	391,05	3,75	-144,60	6,875	-104,32	10	7,46	13,125	1,90
0,75	391,05	3,875	-166,58	7	-104,32	10,125	8,75	13,25	1,90
0,875	373,59	4	-166,58	7,125	-87,18	10,25	8,75	13,375	1,30
1	373,59	4,125	-182,49	7,25	-87,18	10,375	9,39	13,5	1,30
1,125	352,82	4,25	-182,49	7,375	-71,18	10,5	9,39	13,625	0,79
1,25	352,82	4,375	-192,77	7,5	-71,18	10,625	9,50	13,75	0,79
1,375	295,47	4,5	-192,77	7,625	-56,56	10,75	9,50	13,875	0,37
1,5	295,47	4,625	-197,95	7,75	-56,56	10,875	9,23	14	0,37
1,625	235,25	4,75	-197,95	7,875	-43,48	11	9,23	14,125	0,04
1,75	235,25	4,875	-198,66	8	-43,48	11,125	8,67	14,25	0,04
1,875	174,44	5	-198,66	8,125	-32,01	11,25	8,67	14,375	-0,20
2	174,44	5,125	-195,55	8,25	-32,01	11,375	7,91	14,5	-0,20
2,125	115,00	5,25	-195,55	8,375	-22,17	11,5	7,91	14,625	-0,39
2,25	115,00	5,375	-189,31	8,5	-22,17	11,625	7,03	14,75	-0,39
2,375	58,54	5,5	-189,31	8,625	-13,91	11,75	7,03	14,875	-0,48
2,5	58,54	5,625	-180,62	8,75	-13,91	11,875	6,09	15	-0,48
2,625	6,37	5,75	-180,62	8,875	-7,15	12	6,09		
2,75	6,37	5,875	-170,14	9	-7,15	12,125	5,15		
2,875	-40,56	6	-170,14	9,125	-1,77	12,25	5,15		
3	-40,56	6,125	-158,49	9,25	-1,77	12,375	4,23		

Tabla N° 9.34- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres RA90°

Momento Flector (y-z)									
Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	0,00	3,125	-684,06	6,25	-150,50	9,375	24,82	12,5	2,33
0,125	-51,39	3,25	-673,86	6,375	-132,94	9,5	24,52	12,625	1,91
0,25	-102,77	3,375	-659,32	6,5	-115,38	9,625	23,85	12,75	1,48
0,375	-153,27	3,5	-644,78	6,625	-100,10	9,75	23,18	12,875	1,16
0,5	-203,77	3,625	-626,71	6,75	-84,82	9,875	22,24	13	0,83
0,625	-252,65	3,75	-608,63	6,875	-71,78	10	21,31	13,125	0,60
0,75	-301,53	3,875	-587,81	7	-58,74	10,125	20,22	13,25	0,36
0,875	-348,23	4	-566,99	7,125	-47,85	10,25	19,12	13,375	0,20
1	-394,93	4,125	-544,18	7,25	-36,95	10,375	17,95	13,5	0,03
1,125	-439,03	4,25	-521,37	7,375	-28,05	10,5	16,78	13,625	-0,07
1,25	-483,13	4,375	-497,27	7,5	-19,15	10,625	15,59	13,75	-0,16
1,375	-520,06	4,5	-473,17	7,625	-12,08	10,75	14,40	13,875	-0,21
1,5	-557,00	4,625	-448,43	7,75	-5,01	10,875	13,25	14	-0,26
1,625	-586,40	4,75	-423,69	7,875	0,42	11	12,09	14,125	-0,26
1,75	-615,81	4,875	-398,85	8	5,86	11,125	11,01	14,25	-0,27
1,875	-637,61	5	-374,02	8,125	9,86	11,25	9,93	14,375	-0,24
2	-659,42	5,125	-349,58	8,25	13,86	11,375	8,94	14,5	-0,22
2,125	-673,79	5,25	-325,14	8,375	16,63	11,5	7,95	14,625	-0,17
2,25	-688,17	5,375	-301,47	8,5	19,40	11,625	7,07	14,75	-0,12
2,375	-695,49	5,5	-277,81	8,625	21,14	11,75	6,19	14,875	-0,06
2,5	-702,80	5,625	-255,23	8,75	22,88	11,875	5,43	15	0,00
2,625	-703,60	5,75	-232,66	8,875	23,77	12	4,67		
2,75	-704,39	5,875	-211,39	9	24,67	12,125	4,03		
2,875	-699,32	6	-190,12	9,125	24,89	12,25	3,39		
3	-694,25	6,125	-170,31	9,25	25,11	12,375	2,86		

Tabla N° 9.35- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres RA90°

Momento Flector (x-z)									
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	697,89	3,125	460,66	6,25	28,96	9,375	-19,32	12,5	0,24
0,125	697,89	3,25	439,50	6,375	20,72	9,5	-18,06	12,625	0,38
0,25	697,89	3,375	417,91	6,5	12,47	9,625	-16,79	12,75	0,53
0,375	697,42	3,5	396,32	6,625	5,94	9,75	-15,53	12,875	0,61
0,5	696,94	3,625	374,71	6,75	-0,59	9,875	-14,29	13	0,70
0,625	695,65	3,75	353,10	6,875	-5,59	10	-13,06	13,125	0,74
0,75	694,35	3,875	331,83	7	-10,58	10,125	-11,90	13,25	0,78
0,875	692,01	4	310,56	7,125	-14,23	10,25	-10,74	13,375	0,78
1	689,66	4,125	289,96	7,25	-17,88	10,375	-9,68	13,5	0,79
1,125	686,13	4,25	269,35	7,375	-20,36	10,5	-8,62	13,625	0,76
1,25	682,59	4,375	249,68	7,5	-22,85	10,625	-7,67	13,75	0,73
1,375	675,97	4,5	230,00	7,625	-24,36	10,75	-6,73	13,875	0,69
1,5	669,35	4,625	211,47	7,75	-25,87	10,875	-5,90	14	0,64
1,625	659,69	4,75	192,93	7,875	-26,58	11	-5,07	14,125	0,57
1,75	650,03	4,875	175,69	8	-27,29	11,125	-4,36	14,25	0,51
1,875	637,52	5	158,46	8,125	-27,36	11,25	-3,65	14,375	0,43
2	625,01	5,125	142,62	8,25	-27,43	11,375	-3,06	14,5	0,35
2,125	609,95	5,25	126,78	8,375	-27,00	11,5	-2,47	14,625	0,27
2,25	594,89	5,375	112,40	8,5	-26,58	11,625	-1,99	14,75	0,18
2,375	577,66	5,5	98,01	8,625	-25,80	11,75	-1,52	14,875	0,09
2,5	560,42	5,625	85,09	8,75	-25,01	11,875	-1,14	15	0,00
2,625	541,43	5,75	72,17	8,875	-23,98	12	-0,76		
2,75	522,43	5,875	60,69	9	-22,95	12,125	-0,47		
2,875	502,13	6	49,20	9,125	-21,77	12,25	-0,18		
3	481,83	6,125	39,08	9,25	-20,58	12,375	0,03		

Tabla N° 9.36- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres RA90°

Esfuerzo Normal									
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	2252,18	3,125	2202,70	6,25	2153,22	9,375	2103,74	12,5	2054,26
0,125	2250,20	3,25	2200,72	6,375	2151,24	9,5	2101,76	12,625	2052,28
0,25	2248,22	3,375	2198,74	6,5	2149,26	9,625	2099,78	12,75	2050,30
0,375	2246,24	3,5	2196,76	6,625	2147,28	9,75	2097,80	12,875	2048,32
0,5	2244,26	3,625	2194,78	6,75	2145,30	9,875	2095,82	13	2046,34
0,625	2242,28	3,75	2192,80	6,875	2143,32	10	2093,84	13,125	2044,36
0,75	2240,31	3,875	2190,83	7	2141,35	10,125	2091,87	13,25	2042,38
0,875	2238,33	4	2188,85	7,125	2139,37	10,25	2089,89	13,375	2040,41
1	2236,35	4,125	2186,87	7,25	2137,39	10,375	2087,91	13,5	2038,43
1,125	2234,37	4,25	2184,89	7,375	2135,41	10,5	2085,93	13,625	2036,45
1,25	2232,39	4,375	2182,91	7,5	2133,43	10,625	2083,95	13,75	2034,47
1,375	2230,41	4,5	2180,93	7,625	2131,45	10,75	2081,97	13,875	2032,49
1,5	2228,43	4,625	2178,95	7,75	2129,47	10,875	2079,99	14	2030,51
1,625	2226,45	4,75	2176,97	7,875	2127,49	11	2078,01	14,125	2028,53
1,75	2224,47	4,875	2174,99	8	2125,51	11,125	2076,03	14,25	2026,55
1,875	2222,49	5	2173,01	8,125	2123,53	11,25	2074,05	14,375	2024,57
2	2220,51	5,125	2171,03	8,25	2121,55	11,375	2072,07	14,5	2022,59
2,125	2218,53	5,25	2169,05	8,375	2119,57	11,5	2070,09	14,625	2020,61
2,25	2216,55	5,375	2167,07	8,5	2117,59	11,625	2068,11	14,75	2018,63
2,375	2214,58	5,5	2165,10	8,625	2115,62	11,75	2066,14	14,875	2016,66
2,5	2212,60	5,625	2163,12	8,75	2113,64	11,875	2064,16	15	2014,68
2,625	2210,62	5,75	2161,14	8,875	2111,66	12	2062,18		
2,75	2208,64	5,875	2159,16	9	2109,68	12,125	2060,20		
2,875	2206,66	6	2157,18	9,125	2107,70	12,25	2058,22		
3	2204,68	6,125	2155,20	9,25	2105,72	12,375	2056,24		

Tabla N° 9.37- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA90°

Esfuerzo Cortante (x-z)									
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	3,125	163,91	6,25	78,37	9,375	-9,75	12,5	-1,63
0,125	0,00	3,25	163,91	6,375	63,86	9,5	-9,75	12,625	-1,11
0,25	0,00	3,375	167,22	6,5	63,86	9,625	-9,83	12,75	-1,11
0,375	3,67	3,5	167,22	6,625	50,59	9,75	-9,83	12,875	-0,67
0,5	3,67	3,625	167,38	6,75	50,59	9,875	-9,54	13	-0,67
0,625	10,02	3,75	167,38	6,875	38,70	10	-9,54	13,125	-0,31
0,75	10,02	3,875	164,72	7	38,70	10,125	-8,97	13,25	-0,31
0,875	18,18	4	164,72	7,125	28,25	10,25	-8,97	13,375	-0,02
1	18,18	4,125	159,58	7,25	28,25	10,375	-8,22	13,5	-0,02
1,125	27,36	4,25	159,58	7,375	19,26	10,5	-8,22	13,625	0,21
1,25	27,36	4,375	152,39	7,5	19,26	10,625	-7,34	13,75	0,21
1,375	51,29	4,5	152,39	7,625	11,69	10,75	-7,34	13,875	0,38
1,5	51,29	4,625	143,56	7,75	11,69	10,875	-6,42	14	0,38
1,625	74,82	4,75	143,56	7,875	5,49	11	-6,42	14,125	0,51
1,75	74,82	4,875	133,51	8	5,49	11,125	-5,48	14,25	0,51
1,875	96,88	5	133,51	8,125	0,54	11,25	-5,48	14,375	0,60
2	96,88	5,125	122,67	8,25	0,54	11,375	-4,57	14,5	0,60
2,125	116,64	5,25	122,67	8,375	-3,27	11,5	-4,57	14,625	0,66
2,25	116,64	5,375	111,40	8,5	-3,27	11,625	-3,72	14,75	0,66
2,375	133,50	5,5	111,40	8,625	-6,07	11,75	-3,72	14,875	0,70
2,5	133,50	5,625	100,07	8,75	-6,07	11,875	-2,94	15	0,70
2,625	147,10	5,75	100,07	8,875	-7,99	12	-2,94		
2,75	147,10	5,875	88,97	9	-7,99	12,125	-2,24		
2,875	157,24	6	88,97	9,125	-9,17	12,25	-2,24		
3	157,24	6,125	78,37	9,25	-9,17	12,375	-1,63		

Tabla N° 9.38 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA90°

Esfuerzo Cortante (y-z)									
Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	480,43	3,125	-95,34	6,25	-185,22	9,375	2,75	12,5	4,95
0,125	480,43	3,25	-95,34	6,375	-164,17	9,5	2,75	12,625	3,95
0,25	480,43	3,375	-135,92	6,5	-164,17	9,625	6,29	12,75	3,95
0,375	472,11	3,5	-135,92	6,625	-142,85	9,75	6,29	12,875	3,04
0,5	472,11	3,625	-169,00	6,75	-142,85	9,875	8,72	13	3,04
0,625	457,01	3,75	-169,00	6,875	-121,91	10	8,72	13,125	2,22
0,75	457,01	3,875	-194,67	7	-121,91	10,125	10,22	13,25	2,22
0,875	436,61	4	-194,67	7,125	-101,89	10,25	10,22	13,375	1,52
1	436,61	4,125	-213,27	7,25	-101,89	10,375	10,97	13,5	1,52
1,125	412,34	4,25	-213,27	7,375	-83,19	10,5	10,97	13,625	0,92
1,25	412,34	4,375	-225,29	7,5	-83,19	10,625	11,11	13,75	0,92
1,375	345,31	4,5	-225,29	7,625	-66,10	10,75	11,11	13,875	0,43
1,5	345,31	4,625	-231,34	7,75	-66,10	10,875	10,79	14	0,43
1,625	274,93	4,75	-231,34	7,875	-50,81	11	10,79	14,125	0,05
1,75	274,93	4,875	-232,17	8	-50,81	11,125	10,13	14,25	0,05
1,875	203,86	5	-232,17	8,125	-37,41	11,25	10,13	14,375	-0,24
2	203,86	5,125	-228,53	8,25	-37,41	11,375	9,24	14,5	-0,24
2,125	134,39	5,25	-228,53	8,375	-25,90	11,5	9,24	14,625	-0,45
2,25	134,39	5,375	-221,24	8,5	-25,90	11,625	8,21	14,75	-0,45
2,375	68,42	5,5	-221,24	8,625	-16,25	11,75	8,21	14,875	-0,56
2,5	68,42	5,625	-211,08	8,75	-16,25	11,875	7,12	15	-0,56
2,625	7,44	5,75	-211,08	8,875	-8,35	12	7,12		
2,75	7,44	5,875	-198,84	9	-8,35	12,125	6,02		
2,875	-47,40	6	-198,84	9,125	-2,07	12,25	6,02		
3	-47,40	6,125	-185,22	9,25	-2,07	12,375	4,95		

Tabla N° 9.39 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres RA90°

Momento Flector (y-z)									
Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2
m	KNm	m	KNm	m	KNm	m	KNm	m	KNm
0	0,00	3,125	-799,44	6,25	-175,88	9,375	29,00	12,5	2,72
0,125	-60,05	3,25	-787,52	6,375	-155,36	9,5	28,66	12,625	2,23
0,25	-120,11	3,375	-770,53	6,5	-134,84	9,625	27,87	12,75	1,73
0,375	-179,12	3,5	-753,54	6,625	-116,99	9,75	27,09	12,875	1,35
0,5	-238,14	3,625	-732,42	6,75	-99,13	9,875	26,00	13	0,97
0,625	-295,26	3,75	-711,29	6,875	-83,89	10	24,90	13,125	0,70
0,75	-352,39	3,875	-686,96	7	-68,65	10,125	23,63	13,25	0,42
0,875	-406,96	4	-662,63	7,125	-55,92	10,25	22,35	13,375	0,23
1	-461,54	4,125	-635,97	7,25	-43,18	10,375	20,98	13,5	0,04
1,125	-513,08	4,25	-609,31	7,375	-32,78	10,5	19,61	13,625	-0,08
1,25	-564,62	4,375	-581,15	7,5	-22,38	10,625	18,22	13,75	-0,19
1,375	-607,79	4,5	-552,99	7,625	-14,12	10,75	16,83	13,875	-0,25
1,5	-650,95	4,625	-524,07	7,75	-5,86	10,875	15,48	14	-0,30
1,625	-685,31	4,75	-495,15	7,875	0,50	11	14,13	14,125	-0,31
1,75	-719,68	4,875	-466,13	8	6,85	11,125	12,87	14,25	-0,31
1,875	-745,16	5	-437,11	8,125	11,52	11,25	11,60	14,375	-0,28
2	-770,65	5,125	-408,54	8,25	16,20	11,375	10,45	14,5	-0,25
2,125	-787,44	5,25	-379,98	8,375	19,44	11,5	9,29	14,625	-0,20
2,25	-804,24	5,375	-352,32	8,5	22,68	11,625	8,27	14,75	-0,14
2,375	-812,80	5,5	-324,67	8,625	24,71	11,75	7,24	14,875	-0,07
2,5	-821,35	5,625	-298,28	8,75	26,74	11,875	6,35	15	0,00
2,625	-822,28	5,75	-271,90	8,875	27,78	12	5,46		
2,75	-823,21	5,875	-247,04	9	28,83	12,125	4,71		
2,875	-817,28	6	-222,19	9,125	29,09	12,25	3,96		
3	-811,36	6,125	-199,04	9,25	29,35	12,375	3,34		

Tabla N° 9.40 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes traccionados de torres RA90°

Momento Flector (x-z)									
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	KNm	m	KNm	m	KNm	m	KNm	m	KNm
0	675,65	3,125	445,98	6,25	28,04	9,375	-18,71	12,5	0,23
0,125	675,65	3,25	425,50	6,375	20,06	9,5	-17,49	12,625	0,37
0,25	675,65	3,375	404,59	6,5	12,08	9,625	-16,26	12,75	0,51
0,375	675,19	3,5	383,69	6,625	5,75	9,75	-15,03	12,875	0,59
0,5	674,73	3,625	362,77	6,75	-0,57	9,875	-13,84	13	0,68
0,625	673,48	3,75	341,85	6,875	-5,41	10	-12,65	13,125	0,72
0,75	672,23	3,875	321,26	7	-10,25	10,125	-11,52	13,25	0,76
0,875	669,96	4	300,67	7,125	-13,78	10,25	-10,40	13,375	0,76
1	667,68	4,125	280,72	7,25	-17,31	10,375	-9,37	13,5	0,76
1,125	664,26	4,25	260,77	7,375	-19,71	10,5	-8,35	13,625	0,74
1,25	660,84	4,375	241,72	7,5	-22,12	10,625	-7,43	13,75	0,71
1,375	654,43	4,5	222,67	7,625	-23,58	10,75	-6,51	13,875	0,66
1,5	648,02	4,625	204,73	7,75	-25,05	10,875	-5,71	14	0,62
1,625	638,67	4,75	186,78	7,875	-25,73	11	-4,91	14,125	0,55
1,75	629,31	4,875	170,09	8	-26,42	11,125	-4,22	14,25	0,49
1,875	617,20	5	153,41	8,125	-26,48	11,25	-3,54	14,375	0,41
2	605,09	5,125	138,07	8,25	-26,55	11,375	-2,97	14,5	0,34
2,125	590,51	5,25	122,74	8,375	-26,14	11,5	-2,40	14,625	0,26
2,25	575,93	5,375	108,81	8,5	-25,73	11,625	-1,93	14,75	0,17
2,375	559,25	5,5	94,89	8,625	-24,98	11,75	-1,47	14,875	0,09
2,5	542,56	5,625	82,38	8,75	-24,22	11,875	-1,10	15	0,00
2,625	524,17	5,75	69,87	8,875	-23,22	12	-0,73		
2,75	505,78	5,875	58,75	9	-22,22	12,125	-0,45		
2,875	486,13	6	47,63	9,125	-21,07	12,25	-0,17		
3	466,47	6,125	37,84	9,25	-19,93	12,375	0,03		

9.5.5 Cálculo armadura longitudinal

En referencia a los casos más desfavorables, mediante el uso de los diagramas de interacción para secciones circulares (Figuras 9.13 a 9.16), se analizan los casos en posibles secciones críticas. Entonces para:

$$M = 908,56kNm, N = -2380,59kN \Rightarrow \rho_s = 0,00$$

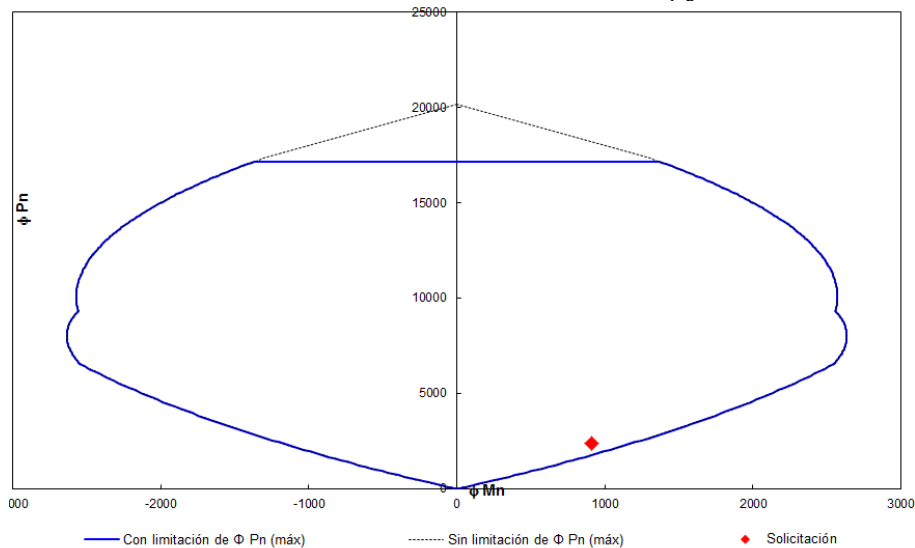


Figura N° 9.13 – Diagrama de interacción para compresión y máximo momento (RA90°)

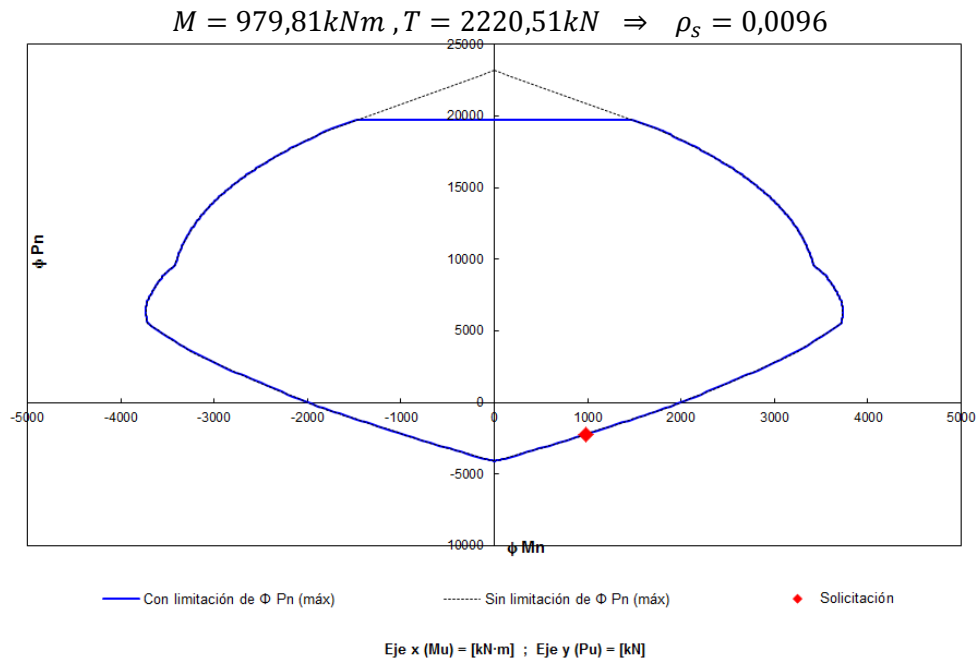


Figura N° 9.14 – Diagrama de interacción para tracción y máximo momento (RA90°)

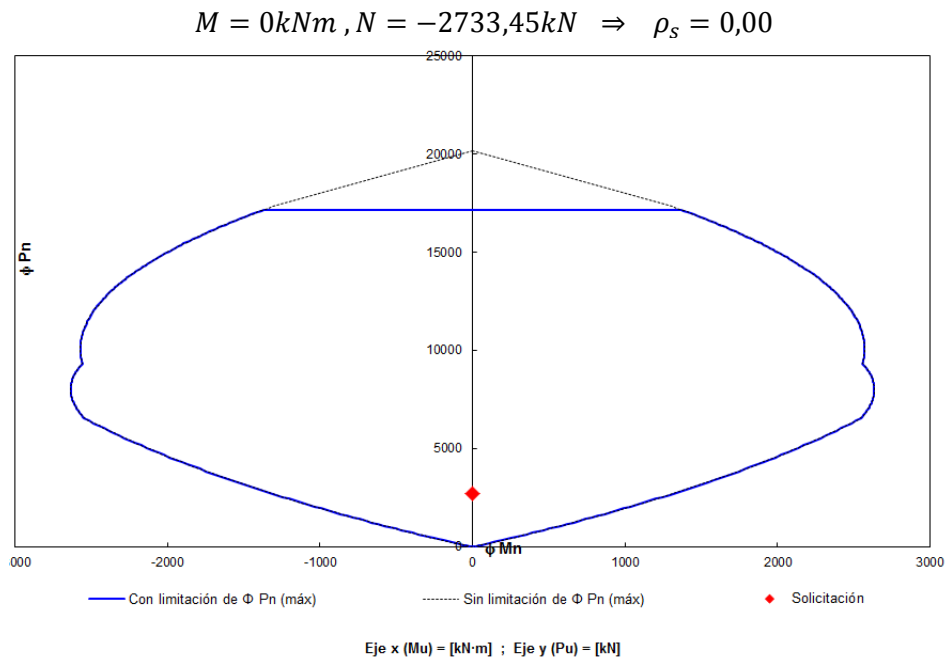


Figura N° 9.15 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (RA90°)

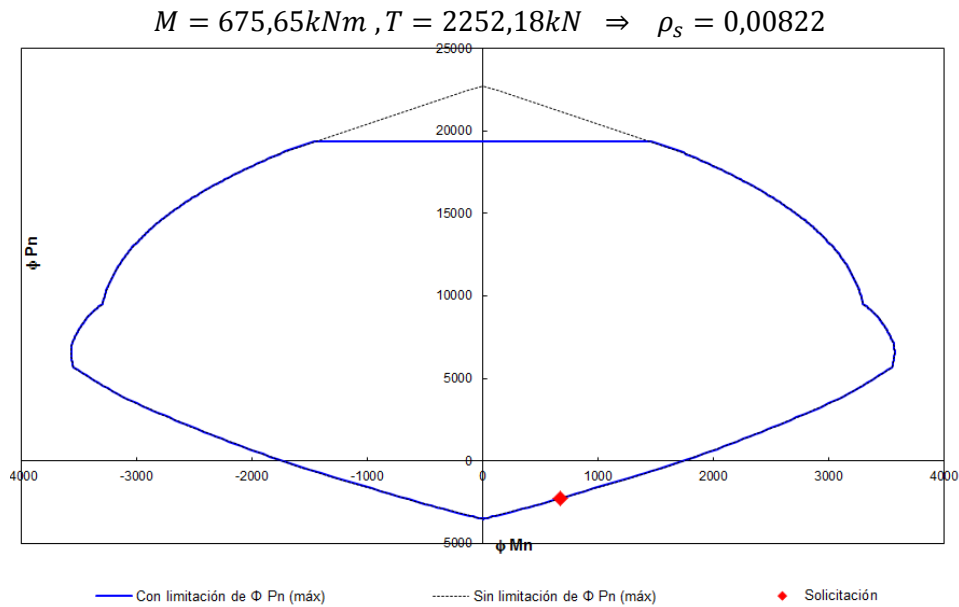


Figura N° 9.16 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (RA90°)

A partir de los esfuerzos presentados, ninguna combinación de esfuerzo normal y momento flector requiere una cuantía mayor o igual a 1% por lo que se adopta una armadura longitudinal mínima:

$$A_s = 0,01A_g = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (120cm)^2 = 113,1cm^2 \quad (23\phi 25)$$

9.5.6 Cálculo armadura transversal

La armadura de corte se diseña para un esfuerzo de corte máximo $V=480,43kN$ y el esfuerzo Z :

$$Z = \frac{2252,18kN}{4} = 563,05kN$$

Siendo el esfuerzo total de corte:

$$V_u = 480,43kN + 563,05kN = 1043,48kN$$

La resistencia al corte que otorga el hormigón es nula, por estar sometido el pilote a esfuerzos de tracción significativos.

$$V_c = 0 \Rightarrow \phi V_s = 1043,48kN$$

La armadura a corte se calcula según lo definido en la Ec.4.18:

$$A_V = V_s \cdot \frac{s}{f_{yt} d}$$

La separación medida en dirección paralela a las armaduras longitudinales, debe ser menor a:

- $d/2$ (0,48m)
- **400mm**

Por lo tanto se adopta una separación de 10cm en el primer metro de profundidad, siendo la armadura necesaria:

$$A_v = 1043,48kN \cdot \frac{0,1m}{0,75 \cdot 42kN/cm^2 \cdot 0,8 \cdot 1,2m} = 3,45cm^2$$

La armadura mínima según la Ec.4.17 es:

$$A_{v_{min}} = \frac{1 \sqrt{30MPa}}{16 \cdot 420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,98cm^2 > \frac{0,33}{420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,94cm^2$$

$$0,98cm^2 < 3,45cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta } A_v = 3,45cm^2$$

Donde ésta armadura mínima constituye dos veces el área de la barra correspondiente al estribo helicoidal con una separación de 10cm. Por lo que se adopta un estribo helicoidal de $\phi 16$.

A partir del metro de profundidad se aumenta el paso en la armadura a 20cm, en toda la longitud del pilote.

9.5.7 Resumen de armado torre de RA90°

Las armaduras adoptadas para el pilote son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 16 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En el plano 35 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

9.6 ESTRUCTURAS TERMINALES

Para el diseño de estas estructuras se consideran los esfuerzos obtenidos en el análisis de carga del apartado 5.1.2, donde:

Cargas de servicio:

Compresión: 1018,08kN

Tracción: 945,75kN

Fuerza horizontal: 194,12kN

Momento: 239,46kNm

Cargas últimas:

Compresión: 1643,60kN

Tracción: 1571,94kN

Fuerza horizontal: 286,16kN

Momento: 476,65kNm

Características adoptadas para cada pilote:

Cota de fundación: -14,00m

Diámetro de pilotes: 1,20m

Se considera un peso específico del suelo sumergido de 7,68kN/m³ y un ángulo de fricción interna $\phi=34^\circ$, obtenidos como el promedio ponderado de los valores definidos en los parámetros de cálculo, por lo que el valor de empuje pasivo es:

$$K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{34^\circ}{2} \right) = 3,54$$

9.6.1 Verificación de capacidad de carga a compresión

Para un ángulo de fricción interna $\phi=36^\circ$ (correspondiente al estrato ubicado en la cota de fundación), el factor de capacidad de carga de Meyerhof es:

$$N_q^* = 180$$

La capacidad de punta límite es, según la Ec.6.16:

$$q_l = 50.180. tg(36^\circ) = 6538,88kPa$$

$$q_{ladm} = \frac{6538,88kN/m^3}{2} = 3269,44kPa > q_{padm} = 1100kPa$$

Por lo que la resistencia de punta de cada pilote es:

$$Q_{padm} = q_{padm} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 = 1100kPa \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1,2m)^2 = 1244,07kN$$

En referencia a la resistencia friccional admisible de cada pilote:

$$Q_{fadm} = \pi 1,2m(2kPa. 1m + 8kPa. 1,1m + 11,4kPa. 0,9m + 8kPa. 1,2m + 20kPa. 0,8m + 18kPa. 1m + 14kPa. 0,4m + 20kPa. 0,6m + 20,5kPa. 1m + 23kPa. 0,2m + 26kPa. 3,8m + 25kPa. 1m + 26kPa. 1m)$$

$$Q_{fadm} = 969,47kN$$

Por lo tanto la capacidad admisible total a compresión es:

$$Q_{admcompresión} = Q_{padm} + Q_{fadm}$$

$$Q_{admcomp} = 1244,07kN + 969,47kN = 2213,54kN$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$N = 1018,08kN + P_{pilote} - P_{suelo} = 1018,08kN + \frac{\pi}{4}(1,2m)^2 14m \cdot (24kN/m^3 - 7,68kN/m^3)$$

$$N = 1276,49kN$$

$$Q_{admcompresión} = 2213,54kN > N = 1276,49kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.6.2 Verificación de capacidad de carga a tracción

La capacidad de carga a tracción admisible es:

$$Q_{admtracción} = 0,9Q_{fadm}$$

$$Q_{admtracción} = 0,9 \cdot 969,47kN = 872,52kN$$

La carga actuante sobre el pilote es:

$$N = 945,75kN - P_{pilsum} + P_{suelo} = 945,75kN + \frac{\pi}{4}(1,2m)^2 14m \cdot (7,68kN/m^3 - 14kN/m^3)$$

$$N = 845,67kN$$

$$Q_{admtracción} = 872,52kN > 845,67kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.6.3 Verificación de capacidad de carga a fuerzas horizontales

Para determinar la carga horizontal de rotura, es necesario conocer si se trata de un pilote corto, intermedio o largo.

El límite a partir del cual se considera como un pilote largo es:

$$L_2^3 - 4,76 \left(\frac{M_u}{K_p \gamma D} \right)^{\frac{2}{3}} L_2 + \frac{2M_u}{K_p \gamma D} = 0 \Rightarrow L_2 = 5,83m < 15m \Rightarrow \text{Pilote Largo}$$

Por lo tanto la carga última horizontal del pilote es:

$$H_u = 2,38 \cdot \sqrt[3]{(686,45kNm)^2 \cdot 7,68kN/m^3 \cdot 1m \cdot 3,54}$$

$$H_u = 591,61kN > 2H = 2 \cdot 209,39kN = 418,78kN \Rightarrow \text{VERIFICA}$$

9.6.4 Análisis Estructural

Las cargas actuantes para la modelación estructural son las definidas como esfuerzos de diseño en el apartado 9.5. Los esfuerzos obtenidos con sus correspondientes diagramas, para el caso de pilote comprimido, se presentan en las tablas 9.41 a 9.45. Mientras que en las tablas 9.46 a 9.50 se muestran los resultados para pilotes traccionados.

Tabla N° 9.41 -Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes comprimidos de torres Terminales

Esfuerzo Normal									
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	-1643,60	2,875	-1689,12	5,75	-1734,64	8,625	-1780,17	11,5	-1825,69
0,125	-1645,58	3	-1691,10	5,875	-1736,62	8,75	-1782,14	11,625	-1827,67
0,25	-1647,56	3,125	-1693,08	6	-1738,60	8,875	-1784,12	11,75	-1829,65
0,375	-1649,54	3,25	-1695,06	6,125	-1740,58	9	-1786,10	11,875	-1831,62
0,5	-1651,52	3,375	-1697,04	6,25	-1742,56	9,125	-1788,08	12	-1833,60
0,625	-1653,50	3,5	-1699,02	6,375	-1744,54	9,25	-1790,06	12,125	-1835,58
0,75	-1655,48	3,625	-1701,00	6,5	-1746,52	9,375	-1792,04	12,25	-1837,56
0,875	-1657,45	3,75	-1702,98	6,625	-1748,50	9,5	-1794,02	12,375	-1839,54
1	-1659,43	3,875	-1704,96	6,75	-1750,48	9,625	-1796,00	12,5	-1841,52
1,125	-1661,41	4	-1706,94	6,875	-1752,46	9,75	-1797,98	12,625	-1843,50
1,25	-1663,39	4,125	-1708,91	7	-1754,44	9,875	-1799,96	12,75	-1845,48
1,375	-1665,37	4,25	-1710,89	7,125	-1756,42	10	-1801,94	12,875	-1847,46
1,5	-1667,35	4,375	-1712,87	7,25	-1758,39	10,125	-1803,92	13	-1849,44
1,625	-1669,33	4,5	-1714,85	7,375	-1760,37	10,25	-1805,90	13,125	-1851,42
1,75	-1671,31	4,625	-1716,83	7,5	-1762,35	10,375	-1807,87	13,25	-1853,40
1,875	-1673,29	4,75	-1718,81	7,625	-1764,33	10,5	-1809,85	13,375	-1855,38
2	-1675,27	4,875	-1720,79	7,75	-1766,31	10,625	-1811,83	13,5	-1857,35
2,125	-1677,25	5	-1722,77	7,875	-1768,29	10,75	-1813,81	13,625	-1859,33
2,25	-1679,23	5,125	-1724,75	8	-1770,27	10,875	-1815,79	13,75	-1861,31
2,375	-1681,21	5,25	-1726,73	8,125	-1772,25	11	-1817,77	13,875	-1863,29
2,5	-1683,18	5,375	-1728,71	8,25	-1774,23	11,125	-1819,75	14	-1865,27
2,625	-1685,16	5,5	-1730,69	8,375	-1776,21	11,25	-1821,73		
2,75	-1687,14	5,625	-1732,66	8,5	-1778,19	11,375	-1823,71		

Tabla N° 9.42 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes comprimidos de torres Terminales

Esfuerzo Cortante (x-z)									
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	2,875	81,18	5,75	82,81	8,625	5,03	11,5	-4,21
0,125	0,00	3	81,18	5,875	74,22	8,75	5,03	11,625	-3,73
0,25	0,00	3,125	88,14	6	74,22	8,875	2,03	11,75	-3,73
0,375	2,69	3,25	88,14	6,125	65,12	9	2,03	11,875	-3,24
0,5	2,69	3,375	94,65	6,25	65,12	9,125	-0,35	12	-3,24
0,625	7,45	3,5	94,65	6,375	58,33	9,25	-0,35	12,125	-2,74
0,75	7,45	3,625	99,64	6,5	58,33	9,375	-2,16	12,25	-2,74
0,875	13,74	3,75	99,64	6,625	53,83	9,5	-2,16	12,375	-2,31
1	13,74	3,875	103,15	6,75	53,83	9,625	-3,48	12,5	-2,31
1,125	21,08	4	103,15	6,875	49,47	9,75	-3,48	12,625	-1,91
1,25	21,08	4,125	105,28	7	49,47	9,875	-4,38	12,75	-1,91
1,375	29,02	4,25	105,28	7,125	45,36	10	-4,38	12,875	-1,56
1,5	29,02	4,375	108,00	7,25	45,36	10,125	-4,91	13	-1,56
1,625	37,21	4,5	108,00	7,375	35,88	10,25	-4,91	13,125	-1,26
1,75	37,21	4,625	107,21	7,5	35,88	10,375	-5,14	13,25	-1,26
1,875	45,31	4,75	107,21	7,625	27,32	10,5	-5,14	13,375	-1,01
2	45,31	4,875	103,41	7,75	27,32	10,625	-5,13	13,5	-1,01
2,125	53,08	5	103,41	7,875	19,72	10,75	-5,13	13,625	-0,84
2,25	53,08	5,125	97,10	8	19,72	10,875	-4,95	13,75	-0,84
2,375	63,52	5,25	97,10	8,125	13,11	11	-4,95	13,875	-0,76
2,5	63,52	5,375	90,55	8,25	13,11	11,125	-4,62	14	-0,76
2,625	72,93	5,5	90,55	8,375	8,71	11,25	-4,62		
2,75	72,93	5,625	82,81	8,5	8,71	11,375	-4,21		

Tabla N° 9.43 -Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes comprimidos de torres Terminales

Esfuerzo Cortante (y-z)									
Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	286,16	2,875	55,05	5,75	-176,13	8,625	-34,58	11,5	7,90
0,125	286,16	3	55,05	5,875	-170,17	8,75	-34,58	11,625	7,73
0,25	286,16	3,125	27,93	6	-170,17	8,875	-25,45	11,75	7,73
0,375	280,29	3,25	27,93	6,125	-160,59	9	-25,45	11,875	7,33
0,5	280,29	3,375	-0,20	6,25	-160,59	9,125	-17,61	12	7,33
0,625	269,48	3,5	-0,20	6,375	-151,57	9,25	-17,61	12,125	6,78
0,75	269,48	3,625	-24,87	6,5	-151,57	9,375	-11,04	12,25	6,78
0,875	254,63	3,75	-24,87	6,625	-144,60	9,5	-11,04	12,375	6,21
1	254,63	3,875	-45,92	6,75	-144,60	9,625	-5,64	12,5	6,21
1,125	236,60	4	-45,92	6,875	-137,05	9,75	-5,64	12,625	5,62
1,25	236,60	4,125	-63,28	7	-137,05	9,875	-1,34	12,75	5,62
1,375	216,22	4,25	-63,28	7,125	-129,24	10	-1,34	12,875	5,06
1,5	216,22	4,375	-106,27	7,25	-129,24	10,125	1,98	13	5,06
1,625	194,29	4,5	-106,27	7,375	-109,81	10,25	1,98	13,125	4,56
1,75	194,29	4,625	-138,43	7,5	-109,81	10,375	4,44	13,25	4,56
1,875	171,50	4,75	-138,43	7,625	-90,99	10,5	4,44	13,375	4,12
2	171,50	4,875	-160,55	7,75	-90,99	10,625	6,14	13,5	4,12
2,125	148,52	5	-160,55	7,875	-73,19	10,75	6,14	13,625	3,81
2,25	148,52	5,125	-173,60	8	-73,19	10,875	7,21	13,75	3,81
2,375	115,89	5,25	-173,60	8,125	-56,69	11	7,21	13,875	3,65
2,5	115,89	5,375	-177,57	8,25	-56,69	11,125	7,76	14	3,65
2,625	84,53	5,5	-177,57	8,375	-45,00	11,25	7,76		
2,75	84,53	5,625	-176,13	8,5	-45,00	11,375	7,90		

Tabla N° 9.44 -Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes comprimidos de torres Terminales

Momento Flector (y-z)									
Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	0,00	2,875	-571,41	5,75	-318,57	8,625	2,98	11,5	13,71
0,125	-35,77	3	-578,29	5,875	-297,30	8,75	7,30	11,625	12,75
0,25	-71,54	3,125	-581,78	6	-276,02	8,875	10,48	11,75	11,78
0,375	-106,58	3,25	-585,27	6,125	-255,95	9	13,66	11,875	10,87
0,5	-141,61	3,375	-585,25	6,25	-235,88	9,125	15,86	12	9,95
0,625	-175,30	3,5	-585,22	6,375	-216,93	9,25	18,07	12,125	9,10
0,75	-208,98	3,625	-582,11	6,5	-197,98	9,375	19,45	12,25	8,26
0,875	-240,81	3,75	-579,00	6,625	-179,91	9,5	20,83	12,375	7,48
1	-272,64	3,875	-573,26	6,75	-161,83	9,625	21,53	12,5	6,70
1,125	-302,21	4	-567,52	6,875	-144,70	9,75	22,24	12,625	6,00
1,25	-331,79	4,125	-559,61	7	-127,57	9,875	22,40	12,75	5,30
1,375	-358,82	4,25	-551,70	7,125	-111,42	10	22,57	12,875	4,67
1,5	-385,85	4,375	-538,42	7,25	-95,26	10,125	22,32	13	4,03
1,625	-410,13	4,5	-525,14	7,375	-81,54	10,25	22,07	13,125	3,46
1,75	-434,42	4,625	-507,83	7,5	-67,81	10,375	21,52	13,25	2,89
1,875	-455,85	4,75	-490,53	7,625	-56,44	10,5	20,96	13,375	2,38
2	-477,29	4,875	-470,46	7,75	-45,06	10,625	20,20	13,5	1,86
2,125	-495,86	5	-450,39	7,875	-35,91	10,75	19,43	13,625	1,39
2,25	-514,42	5,125	-428,69	8	-26,76	10,875	18,53	13,75	0,91
2,375	-528,91	5,25	-406,99	8,125	-19,68	11	17,63	13,875	0,46
2,5	-543,40	5,375	-384,79	8,25	-12,59	11,125	16,66	14	0,00
2,625	-553,96	5,5	-362,60	8,375	-6,97	11,25	15,69		
2,75	-564,53	5,625	-340,58	8,5	-1,34	11,375	14,70		

Tabla N° 9.45- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes comprimidos de torres Terminales

Momento Flector (x-z)									
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	476,65	2,875	380,00	5,75	99,87	8,625	-13,53	11,5	-4,84
0,125	476,65	3	369,85	5,875	90,59	8,75	-14,16	11,625	-4,37
0,25	476,65	3,125	358,83	6	81,31	8,875	-14,41	11,75	-3,90
0,375	476,31	3,25	347,82	6,125	73,17	9	-14,67	11,875	-3,50
0,5	475,98	3,375	335,98	6,25	65,03	9,125	-14,62	12	-3,10
0,625	475,05	3,5	324,15	6,375	57,74	9,25	-14,58	12,125	-2,75
0,75	474,12	3,625	311,70	6,5	50,45	9,375	-14,31	12,25	-2,41
0,875	472,40	3,75	299,24	6,625	43,72	9,5	-14,04	12,375	-2,12
1	470,68	3,875	286,35	6,75	36,99	9,625	-13,60	12,5	-1,83
1,125	468,05	4	273,46	6,875	30,81	9,75	-13,17	12,625	-1,60
1,25	465,41	4,125	260,30	7	24,62	9,875	-12,62	12,75	-1,36
1,375	461,78	4,25	247,14	7,125	18,95	10	-12,08	12,875	-1,16
1,5	458,16	4,375	233,64	7,25	13,28	10,125	-11,46	13	-0,97
1,625	453,51	4,5	220,14	7,375	8,80	10,25	-10,85	13,125	-0,81
1,75	448,85	4,625	206,74	7,5	4,31	10,375	-10,21	13,25	-0,65
1,875	443,19	4,75	193,33	7,625	0,90	10,5	-9,56	13,375	-0,53
2	437,53	4,875	180,41	7,75	-2,52	10,625	-8,92	13,5	-0,40
2,125	430,89	5	167,48	7,875	-4,98	10,75	-8,28	13,625	-0,29
2,25	424,26	5,125	155,34	8	-7,45	10,875	-7,66	13,75	-0,19
2,375	416,32	5,25	143,21	8,125	-9,09	11	-7,05	13,875	-0,09
2,5	408,38	5,375	131,89	8,25	-10,72	11,125	-6,47	14	0,00
2,625	399,26	5,5	120,57	8,375	-11,81	11,25	-5,89		
2,75	390,14	5,625	110,22	8,5	-12,90	11,375	-5,36		

Tabla N° 9.46- Valores y diagrama de esfuerzo normal para pilotes traccionados de torres Terminales

Esfuerzo Normal									
Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N	Profundidad	N
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	1571,94	2,875	1526,42	5,75	1480,90	8,625	1435,38	11,5	1389,85
0,125	1569,96	3	1524,44	5,875	1478,92	8,75	1433,40	11,625	1387,87
0,25	1567,98	3,125	1522,46	6	1476,94	8,875	1431,42	11,75	1385,90
0,375	1566,00	3,25	1520,48	6,125	1474,96	9	1429,44	11,875	1383,92
0,5	1564,02	3,375	1518,50	6,25	1472,98	9,125	1427,46	12	1381,94
0,625	1562,04	3,5	1516,52	6,375	1471,00	9,25	1425,48	12,125	1379,96
0,75	1560,07	3,625	1514,54	6,5	1469,02	9,375	1423,50	12,25	1377,98
0,875	1558,09	3,75	1512,56	6,625	1467,04	9,5	1421,52	12,375	1376,00
1	1556,11	3,875	1510,59	6,75	1465,06	9,625	1419,54	12,5	1374,02
1,125	1554,13	4	1508,61	6,875	1463,08	9,75	1417,56	12,625	1372,04
1,25	1552,15	4,125	1506,63	7	1461,11	9,875	1415,58	12,75	1370,06
1,375	1550,17	4,25	1504,65	7,125	1459,13	10	1413,60	12,875	1368,08
1,5	1548,19	4,375	1502,67	7,25	1457,15	10,125	1411,63	13	1366,10
1,625	1546,21	4,5	1500,69	7,375	1455,17	10,25	1409,65	13,125	1364,12
1,75	1544,23	4,625	1498,71	7,5	1453,19	10,375	1407,67	13,25	1362,14
1,875	1542,25	4,75	1496,73	7,625	1451,21	10,5	1405,69	13,375	1360,17
2	1540,27	4,875	1494,75	7,75	1449,23	10,625	1403,71	13,5	1358,19
2,125	1538,29	5	1492,77	7,875	1447,25	10,75	1401,73	13,625	1356,21
2,25	1536,31	5,125	1490,79	8	1445,27	10,875	1399,75	13,75	1354,23
2,375	1534,34	5,25	1488,81	8,125	1443,29	11	1397,77	13,875	1352,25
2,5	1532,36	5,375	1486,83	8,25	1441,31	11,125	1395,79	14	1350,27
2,625	1530,38	5,5	1484,86	8,375	1439,33	11,25	1393,81		
2,75	1528,40	5,625	1482,88	8,5	1437,35	11,375	1391,83		

Tabla N° 9.47- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección y para pilotes traccionados de torres Terminales

Esfuerzo Cortante (x-z)									
Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2	Profundidad	V2
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	0,00	2,875	81,18	5,75	82,81	8,625	5,03	11,5	-4,21
0,125	0,00	3	81,18	5,875	74,22	8,75	5,03	11,625	-3,73
0,25	0,00	3,125	88,14	6	74,22	8,875	2,03	11,75	-3,73
0,375	2,69	3,25	88,14	6,125	65,12	9	2,03	11,875	-3,24
0,5	2,69	3,375	94,65	6,25	65,12	9,125	-0,35	12	-3,24
0,625	7,45	3,5	94,65	6,375	58,33	9,25	-0,35	12,125	-2,74
0,75	7,45	3,625	99,64	6,5	58,33	9,375	-2,16	12,25	-2,74
0,875	13,74	3,75	99,64	6,625	53,83	9,5	-2,16	12,375	-2,31
1	13,74	3,875	103,15	6,75	53,83	9,625	-3,48	12,5	-2,31
1,125	21,08	4	103,15	6,875	49,47	9,75	-3,48	12,625	-1,91
1,25	21,08	4,125	105,28	7	49,47	9,875	-4,38	12,75	-1,91
1,375	29,02	4,25	105,28	7,125	45,36	10	-4,38	12,875	-1,56
1,5	29,02	4,375	108,00	7,25	45,36	10,125	-4,91	13	-1,56
1,625	37,21	4,5	108,00	7,375	35,88	10,25	-4,91	13,125	-1,26
1,75	37,21	4,625	107,21	7,5	35,88	10,375	-5,14	13,25	-1,26
1,875	45,31	4,75	107,21	7,625	27,32	10,5	-5,14	13,375	-1,01
2	45,31	4,875	103,41	7,75	27,32	10,625	-5,13	13,5	-1,01
2,125	53,08	5	103,41	7,875	19,72	10,75	-5,13	13,625	-0,84
2,25	53,08	5,125	97,10	8	19,72	10,875	-4,95	13,75	-0,84
2,375	63,52	5,25	97,10	8,125	13,11	11	-4,95	13,875	-0,76
2,5	63,52	5,375	90,55	8,25	13,11	11,125	-4,62	14	-0,76
2,625	72,93	5,5	90,55	8,375	8,71	11,25	-4,62		
2,75	72,93	5,625	82,81	8,5	8,71	11,375	-4,21		

Tabla N° 9.48- Valores y diagrama de esfuerzo cortante en la dirección x para pilotes traccionados de torres Terminales

Esfuerzo Cortante (y-z)									
Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3	Profundidad	V3
m	KN	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
0	286,16	2,875	55,05	5,75	-176,13	8,625	-34,58	11,5	7,90
0,125	286,16	3	55,05	5,875	-170,17	8,75	-34,58	11,625	7,73
0,25	286,16	3,125	27,93	6	-170,17	8,875	-25,45	11,75	7,73
0,375	280,29	3,25	27,93	6,125	-160,59	9	-25,45	11,875	7,33
0,5	280,29	3,375	-0,20	6,25	-160,59	9,125	-17,61	12	7,33
0,625	269,48	3,5	-0,20	6,375	-151,57	9,25	-17,61	12,125	6,78
0,75	269,48	3,625	-24,87	6,5	-151,57	9,375	-11,04	12,25	6,78
0,875	254,63	3,75	-24,87	6,625	-144,60	9,5	-11,04	12,375	6,21
1	254,63	3,875	-45,92	6,75	-144,60	9,625	-5,64	12,5	6,21
1,125	236,60	4	-45,92	6,875	-137,05	9,75	-5,64	12,625	5,62
1,25	236,60	4,125	-63,28	7	-137,05	9,875	-1,34	12,75	5,62
1,375	216,22	4,25	-63,28	7,125	-129,24	10	-1,34	12,875	5,06
1,5	216,22	4,375	-106,27	7,25	-129,24	10,125	1,98	13	5,06
1,625	194,29	4,5	-106,27	7,375	-109,81	10,25	1,98	13,125	4,56
1,75	194,29	4,625	-138,43	7,5	-109,81	10,375	4,44	13,25	4,56
1,875	171,50	4,75	-138,43	7,625	-90,99	10,5	4,44	13,375	4,12
2	171,50	4,875	-160,55	7,75	-90,99	10,625	6,14	13,5	4,12
2,125	148,52	5	-160,55	7,875	-73,19	10,75	6,14	13,625	3,81
2,25	148,52	5,125	-173,60	8	-73,19	10,875	7,21	13,75	3,81
2,375	115,89	5,25	-173,60	8,125	-56,69	11	7,21	13,875	3,65
2,5	115,89	5,375	-177,57	8,25	-56,69	11,125	7,76	14	3,65
2,625	84,53	5,5	-177,57	8,375	-45,00	11,25	7,76		
2,75	84,53	5,625	-176,13	8,5	-45,00	11,375	7,90		

Tabla N° 9.49- Valores y diagrama de momento flector en la dirección x para pilotes traccionados de torres Terminales

Momento Flector (y-z)									
Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2	Profundidad	M2
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	0,00	2,875	-571,41	5,75	-318,57	8,625	2,98	11,5	13,71
0,125	-35,77	3	-578,29	5,875	-297,30	8,75	7,30	11,625	12,75
0,25	-71,54	3,125	-581,78	6	-276,02	8,875	10,48	11,75	11,78
0,375	-106,58	3,25	-585,27	6,125	-255,95	9	13,66	11,875	10,87
0,5	-141,61	3,375	-585,25	6,25	-235,88	9,125	15,86	12	9,95
0,625	-175,30	3,5	-585,22	6,375	-216,93	9,25	18,07	12,125	9,10
0,75	-208,98	3,625	-582,11	6,5	-197,98	9,375	19,45	12,25	8,26
0,875	-240,81	3,75	-579,00	6,625	-179,91	9,5	20,83	12,375	7,48
1	-272,64	3,875	-573,26	6,75	-161,83	9,625	21,53	12,5	6,70
1,125	-302,21	4	-567,52	6,875	-144,70	9,75	22,24	12,625	6,00
1,25	-331,79	4,125	-559,61	7	-127,57	9,875	22,40	12,75	5,30
1,375	-358,82	4,25	-551,70	7,125	-111,42	10	22,57	12,875	4,67
1,5	-385,85	4,375	-538,42	7,25	-95,26	10,125	22,32	13	4,03
1,625	-410,13	4,5	-525,14	7,375	-81,54	10,25	22,07	13,125	3,46
1,75	-434,42	4,625	-507,83	7,5	-67,81	10,375	21,52	13,25	2,89
1,875	-455,85	4,75	-490,53	7,625	-56,44	10,5	20,96	13,375	2,38
2	-477,29	4,875	-470,46	7,75	-45,06	10,625	20,20	13,5	1,86
2,125	-495,86	5	-450,39	7,875	-35,91	10,75	19,43	13,625	1,39
2,25	-514,42	5,125	-428,69	8	-26,76	10,875	18,53	13,75	0,91
2,375	-528,91	5,25	-406,99	8,125	-19,68	11	17,63	13,875	0,46
2,5	-543,40	5,375	-384,79	8,25	-12,59	11,125	16,66	14	0,00
2,625	-553,96	5,5	-362,60	8,375	-6,97	11,25	15,69		
2,75	-564,53	5,625	-340,58	8,5	-1,34	11,375	14,70		

Tabla N° 9.50- Valores y diagrama de momento flector en la dirección y para pilotes traccionados de torres Terminales

Momento Flector (x-z)									
Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3	Profundidad	M3
m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm	m	kNm
0	476,65	2,875	380,00	5,75	99,87	8,625	-13,53	11,5	-4,84
0,125	476,65	3	369,85	5,875	90,59	8,75	-14,16	11,625	-4,37
0,25	476,65	3,125	358,83	6	81,31	8,875	-14,41	11,75	-3,90
0,375	476,31	3,25	347,82	6,125	73,17	9	-14,67	11,875	-3,50
0,5	475,98	3,375	335,98	6,25	65,03	9,125	-14,62	12	-3,10
0,625	475,05	3,5	324,15	6,375	57,74	9,25	-14,58	12,125	-2,75
0,75	474,12	3,625	311,70	6,5	50,45	9,375	-14,31	12,25	-2,41
0,875	472,40	3,75	299,24	6,625	43,72	9,5	-14,04	12,375	-2,12
1	470,68	3,875	286,35	6,75	36,99	9,625	-13,60	12,5	-1,83
1,125	468,05	4	273,46	6,875	30,81	9,75	-13,17	12,625	-1,60
1,25	465,41	4,125	260,30	7	24,62	9,875	-12,62	12,75	-1,36
1,375	461,78	4,25	247,14	7,125	18,95	10	-12,08	12,875	-1,16
1,5	458,16	4,375	233,64	7,25	13,28	10,125	-11,46	13	-0,97
1,625	453,51	4,5	220,14	7,375	8,80	10,25	-10,85	13,125	-0,81
1,75	448,85	4,625	206,74	7,5	4,31	10,375	-10,21	13,25	-0,65
1,875	443,19	4,75	193,33	7,625	0,90	10,5	-9,56	13,375	-0,53
2	437,53	4,875	180,41	7,75	-2,52	10,625	-8,92	13,5	-0,40
2,125	430,89	5	167,48	7,875	-4,98	10,75	-8,28	13,625	-0,29
2,25	424,26	5,125	155,34	8	-7,45	10,875	-7,66	13,75	-0,19
2,375	416,32	5,25	143,21	8,125	-9,09	11	-7,05	13,875	-0,09
2,5	408,38	5,375	131,89	8,25	-10,72	11,125	-6,47	14	0,00
2,625	399,26	5,5	120,57	8,375	-11,81	11,25	-5,89		
2,75	390,14	5,625	110,22	8,5	-12,90	11,375	-5,36		

9.6.5 Cálculo armadura longitudinal

En referencia a los casos más desfavorables, mediante el uso de los diagramas de interacción para secciones circulares (Figuras 9.17 a 9.20), se analizan los casos en posibles secciones críticas. Entonces para:

$$M = 686,45kNm, N = -1691,10kN \Rightarrow \rho_s = 0,00$$

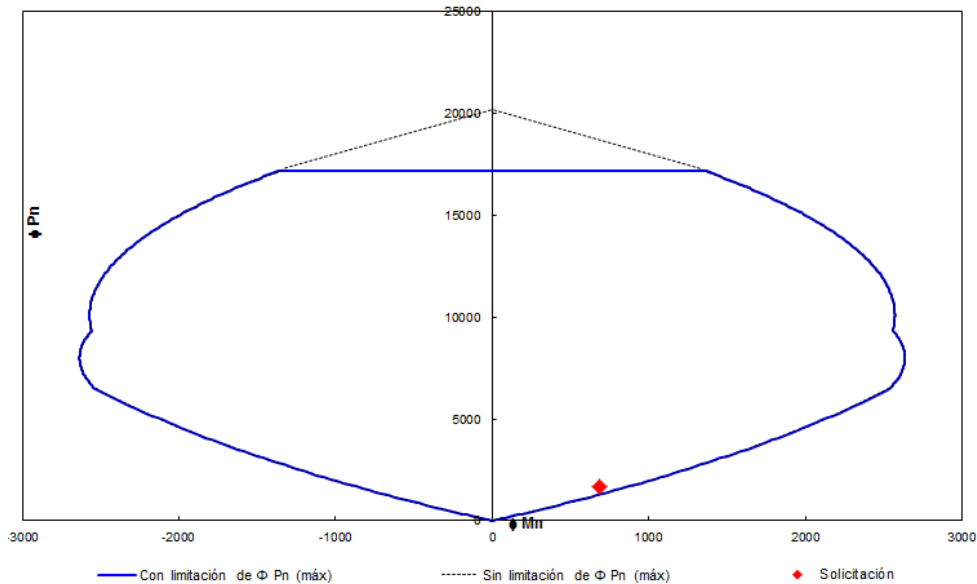


Figura N° 9.17 – Diagrama de interacción para compresión y máximo momento (Terminal)

$$M = 686,45kNm, T = 1524,44kN \Rightarrow \rho_s = 0,00658$$

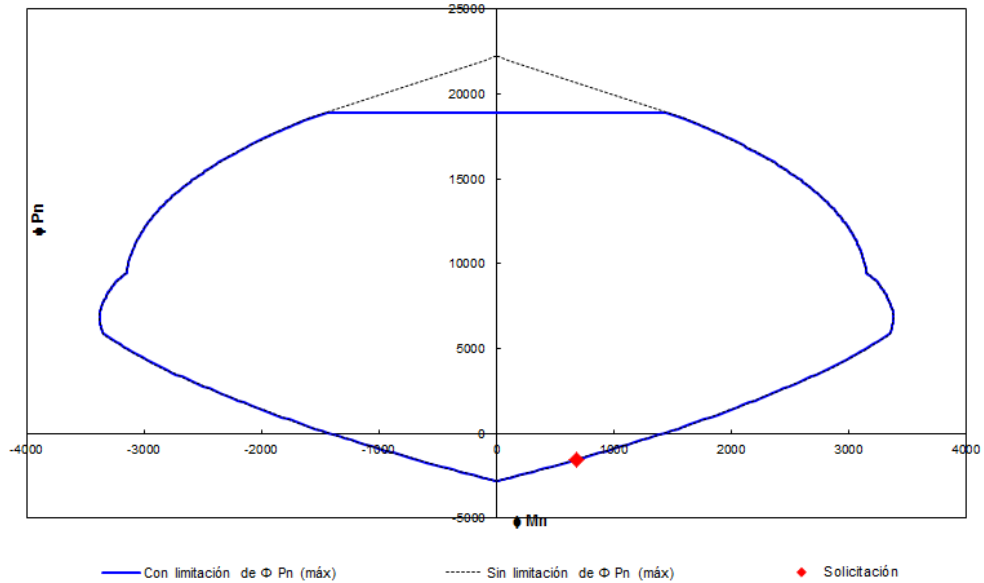


Figura N° 9.18 – Diagrama de interacción para tracción y máximo momento (Terminal)

$$M = 0kNm, N = -1865,27kN \Rightarrow \rho_s = 0,00$$

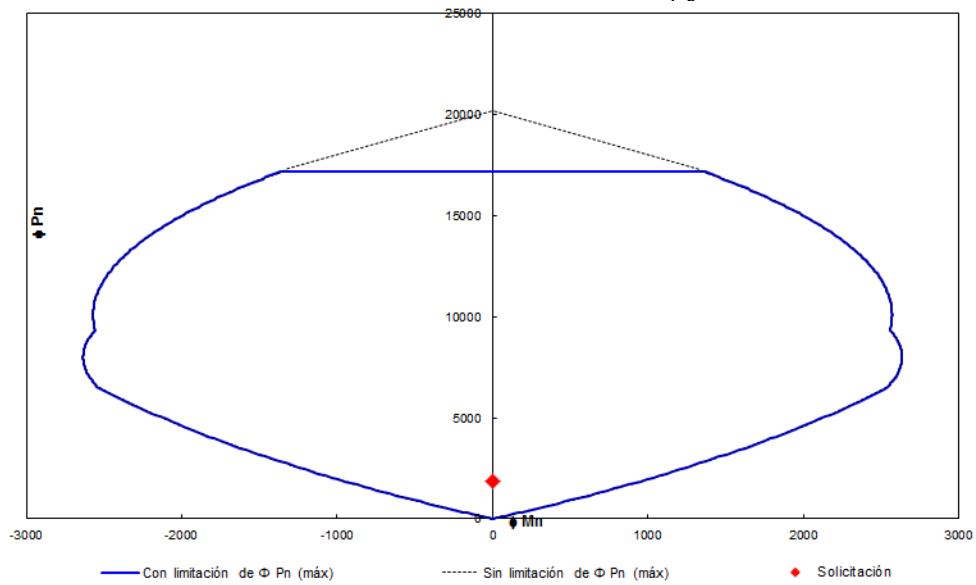


Figura N° 9.19 – Diagrama de interacción para momento y máxima compresión (Terminal)

$$M = 476,65kNm, T = 1571,94kN \Rightarrow \rho_s = 0,00571$$

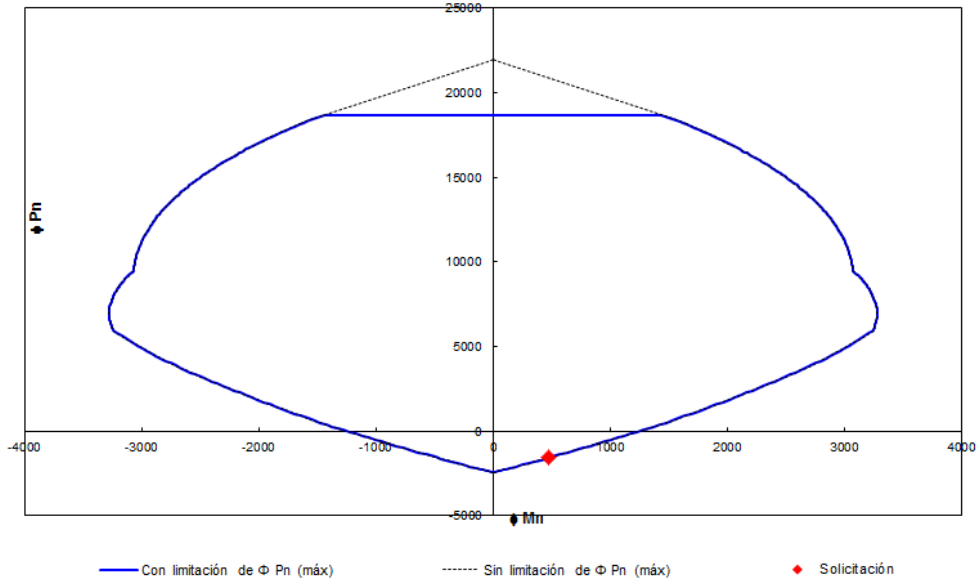


Figura N° 9.20 – Diagrama de interacción para momento y máxima tracción (Terminal)

La armadura longitudinal adoptada en toda la longitud es:

$$A_{min} = 0,01A_g = 0,01 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (120cm)^2 = 113,1cm^2 (23\phi 25)$$

9.6.6 Cálculo armadura transversal

La armadura de corte se dimensiona para un esfuerzo de corte máximo $V=286,16kN$ y el esfuerzo Z :

$$Z = \frac{1571,94kN}{4} = 392,99kN$$

El esfuerzo de corte total es:

$$V_u = 286,16kN + 392,99kN = 679,15kN$$

La resistencia al corte que otorga el hormigón es nula, por estar sometido el pilote a esfuerzos de tracción significativos.

$$V_c = 0 \Rightarrow \phi V_s = 679,15kN$$

La armadura a corte según la Ec.4.18 es:

$$A_V = V_s \cdot \frac{s}{f_{yt} d}$$

La separación medida en dirección paralela a las armaduras longitudinales, debe ser menor a:

- $d/2$ (0,48m)
- **400mm**

Por lo tanto se adopta una separación de 10cm en el primer metro de profundidad, siendo la armadura necesaria:

$$A_v = 679,15kN \cdot \frac{0,1m}{0,75 \cdot 42kN/cm^2 \cdot 0,8 \cdot 1,2m} = 2,25cm^2$$

La armadura mínima según la Ec.4.17:

$$A_{v_{min}} = \frac{1 \sqrt{30MPa}}{16 \cdot 420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,98cm^2 > \frac{0,33}{420MPa} \cdot 120cm \cdot 10cm = 0,94cm^2$$

$$0,98cm^2 < 2,25cm^2 \Rightarrow \text{Se adopta } A_v = 2,25cm^2$$

Donde ésta armadura mínima constituye dos veces el área de la barra correspondiente al estribo helicoidal con una separación de 10cm. Por lo que se adopta un estribo helicoidal de $\phi 12$.

A partir del metro de profundidad se aumenta el paso en la armadura a 20cm, en toda la longitud del pilote.

9.6.7 Resumen de armado torres Terminales

Las armaduras adoptadas para el pilote son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En el plano 36 del anexo II se detallan las dimensiones y armaduras de esta fundación.

9.7 RESUMEN DE ESTRUCTURAS ESPECIALES

En las estructuras especiales se diseña un pilote por pata de la torre.

En las **torres de RA5°**, para una cota de fundación de -10m, se diseñan pilotes con un diámetro de 1,2m, donde las armaduras necesarias son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En las **torres de transposición**, para una cota de fundación de -10m, se diseñan pilotes de diámetro 1,20m, donde las armaduras necesarias son:

Armadura longitudinal: 16 ϕ 20

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En las **torres de RA30°**, para una cota de fundación de -11m, se diseñan pilotes con un diámetro de 1,20m, donde las armaduras necesarias son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En las **torres de RA90°**, para una cota de fundación de -15m, se diseñan pilotes de diámetro 1,2m, donde las armaduras necesarias son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 16 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 16 con paso=20cm

Finalmente para las **torres terminales**, para una cota de fundación de -14m, se diseñan pilotes de diámetro 1,20m, donde las armaduras necesarias son:

Armadura longitudinal: 23 ϕ 25

Armadura helicoidal en el primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=10cm

Armadura helicoidal a partir del primer metro de profundidad: 1 ϕ 12 con paso=20cm

En los planos 32 a 26 del anexo II se detallan las fundaciones de cada una de las estructuras especiales.

CAPÍTULO 10: CÓMPUTO

10.1 INTRODUCCIÓN

Finalmente se realizó un cómputo de las cantidades necesarias de materiales para la ejecución de las diferentes alternativas de fundación.

10.2 CÓMPUTO

En las tablas 10.1 y 10.2 pueden verse las cantidades de materiales necesarios para la ejecución de las estructuras de suspensión y estructuras especiales respectivamente

Tabla N° 10.1 - Cantidades necesarias de hormigón y acero para torres de suspensión

Estructuras de Suspensión			Total= 88	
Alternativa	Cantidad para una estructura		Cantidades Totales	
	Hormigón [m ³]	Acero [tn]	Hormigón [m ³]	Acero [tn]
Bloque Único	47,05	2,14	4139,96	188,32
Zapata de H°A°	38,19	2,65	3360,72	233,20
Pilote Único	8,89	1,87	782,32	164,56
Dos Pilotes	21,21	2,23	1866,48	196,24
Tres Pilotes	23,72	1,86	2087,33	163,68
Cuatro Pilotes	30,35	2,42	2670,41	212,96

Donde claramente puede observarse, la conveniencia en el uso de fundaciones con un único pilote, lo que minimiza la cantidad de materiales requeridos.

Tabla N° 10.2 - Cantidades necesarias de hormigón y acero estructuras especiales

Estructuras Especiales					
Tipo	Cantidad para una estructura		Cantidad de torres	Cantidades Totales	
	Hormigón [m ³]	Acero [tn]		Hormigón [m ³]	Acero [tn]
RA5°/Transposición	45,24	4,02	5	226,19	20,10
RA30°	49,76	4,41	3	149,29	13,23
RA90°	67,86	5,99	1	67,86	5,99
Terminal	63,33	5,59	2	126,67	11,18

Finalmente las cantidades totales necesarias para la construcción de todas las fundaciones necesarias para las torres de la traza estudiada se observan en la tabla 10.3.

Tabla N° 10.3 – Cantidades totales para la ejecución de las fundaciones

Torres ET Vivoratá-Ap. Balcarce			
Tipo	Cantidad de torres	Cantidades Totales	
		Hormigón [m ³]	Acero [tn]
Suspensión	88	782,32	164,56
RA5°/Transposición	5	226,19	20,10
RA30°	3	149,29	13,23
RA90°	1	67,86	5,99
Terminal	2	126,67	11,18
TOTAL		1352,33	215,06

CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES

11.1 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A partir del estudio presentado a lo largo de todo el informe, puede observarse que realizar un análisis exhaustivo de diferentes propuestas de fundación, ya sean para fundaciones superficiales o profundas, con características diferenciadas entre sí, permite generar ahorros muy significativos en este tipo de obras, ya que al poseer un gran cantidad de torres colocadas a lo largo de toda la traza, disminuir, ya sea en pequeñas proporciones, los volúmenes de hormigón y toneladas de acero en cada fundación de cada una de las estructuras, genera en el cómputo final ahorros económicos muy importantes.

Esto puede verse reflejado en los valores alcanzados para el análisis de las torres de suspensión en la traza entre ET Vivoratá y Ap. Balcarce, que comprende un total de 88 torres de este tipo, donde la ejecución de fundaciones con pilotes únicos a una cota de fundación de -5m, precisa de 782,32m³ de hormigón y 164,56tn de acero, siendo claramente preferible respecto a la construcción de otro tipo de fundaciones profundas, como el caso de un grupo de pilotes, donde, por ejemplo, realizar fundaciones con un grupo de dos pilotes, requiere de 1866,48m³ de hormigón y 196,24tn de acero.

Comparando estos resultados, con la aplicación de fundaciones superficiales, como ser, zapatas de hormigón armado, que requieren de 3360,72m³ de hormigón y 233,20tn de acero, permiten observar que los ahorros son realmente significativos cuando se ejecutan en esta traza *pilotes únicos* a fuerzas laterales.

Las cantidades totales que demanda la construcción de las fundaciones de la LAT 132kV, doble terna, entre la ET Vivoratá – Ap. Balcarce son 1352,33m³ de hormigón y 215,06tn de acero.

11.2 MATERIA PRÁCTICA SUPERVISADA

Con respecto a la materia Práctica Supervisada, la realización de este trabajo fue de gran utilidad como introducción al ejercicio profesional, donde principalmente es posible destacar el aprendizaje en aspectos tales como la toma de responsabilidades, la comunicación con otros profesionales y que la aplicación de diferentes técnicas de cálculo permite optimizar el uso de materiales, con los consecuentes ahorros económicos que implica.

CAPÍTULO 12: BIBLIOGRAFÍA

- Asociación Electrotécnica Argentina (2007), *Reglamento de Líneas Aéreas Exteriores de Media Tensión y Alta Tensión*.
- Braja M. Das (1999), *Fundamentos de Ingeniería geotécnica*, International Thomson Editores.
- Braja M. Das (2001), *Principios de Ingeniería en cimentaciones*, International Thomson Editores.
- Instituto Nacional de Tecnología Industrial – INTI (2005), CIRSOC 201, *Reglamento argentino de estructuras de hormigón*.
- INTI (2005), www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/ejemplos/bases_ejemplos201.pdf, Enero 2017.
- Joseph E. Bowles (1997), *Foundation analysis and design*, McGraw – Hill Book co-Singapore.
- Nestor Raúl Siviero, Andrés Raúl Ayala, Hugo Orlando Reinert (2016), Correlaciones de parámetros geotécnicos obtenidos de estudios de Líneas de Alta Tensión en suelos tropicales en la Provincia de Misiones, *Congreso argentino de mecánica de suelos e ingeniería geotécnica*, Santa Fe, Argentina.
- Sebastián Romero, Daniel E. Weber, Diego Turello (2016), Método simplificado de verificación de macizos enterrados con tiro inclinado, aplicado al cálculo de cimentaciones de Líneas de Alta Tensión, *Congreso argentino de mecánica de suelos e ingeniería geotécnica*, Santa Fe, Argentina.
- U.S. Army Corps of Engineers (1991), Engineers and design, *Design of pile foundation*, EM 1110-2-2906, 4-1 – 4-42.
- U.S. Army Corps of Engineers (1992), Engineers and design, *Bearing capacity of soils*, EM 1110-1-1905, 5-1 – 5-67.
- U.S. Army Corps of Engineers (2001), Engineers and design, *Geotechnical investigations*, EM 1110-1-1804.

ANEXO I: ESTUDIOS DE SUELO

ANEXO II: PLANOS