

**UNIVERSIDAD CATÒLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÌA
ESCUELA INGENIERÌA CIVIL**

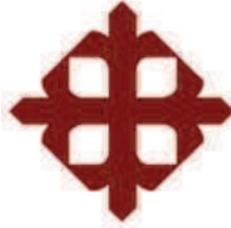
**TÌTULO:
EVALUACIÒN SÌSMICA DE CONEXIONES DE TRAMOS
PREFABRICADOS DE PILOTES DE HORMIGÒN REFORZADO**

**AUTOR:
Xavier Ricardo Cucalòn Borbor**

**TRABAJO DE GRADO
PREVIO A LA OBTENCIÒN DE TÌTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:
Argudo Rodríguez, Jaime Fernando**

**Guayaquil, Ecuador
2013**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA INGENIERIA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **Xavier Ricardo Cucalón Borbor** como requerimiento parcial para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

Ing. Jaime Argudo Rodríguez Ph.D.

REVISOR

Ing. Claudio Luque Rivas

Ing. Federico von Buchwald de Janon

DIRECTOR DE LA CARRERA

Ing. Mario Dueñas Rossi

Guayaquil, a los 26 del mes de abril del año 2013



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Xavier Ricardo Cucalón Borbor**

DECLARO QUE:

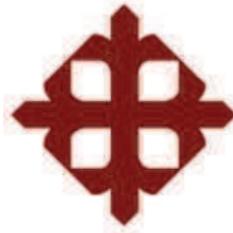
El Trabajo de Titulación **Evaluación sísmica de conexiones de tramos prefabricados de pilotes de hormigón reforzado** previa a la obtención del Título **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 26 del mes de Abril del año 2013

EL AUTOR

Xavier Ricardo Cucalón Borbor



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Xavier Ricardo Cucalón Borbor**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Evaluación sísmica de conexiones de tramos prefabricados de pilotes de hormigón reforzado**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los los 26 del mes de Abril del año 2013

EL AUTOR:

Xavier Ricardo Cucalón Borbor

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

ING. JAIME ARGUDO RODRIGEZ, Ph.D.
TUTOR

ING. CLAUDIO LUQUE RIVAS
PROFESOR DELEGADO

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÒN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Introducciòn	2
1.3 Objetivo	3
1.4 Metodología	3
1.5 Alcance.....	4
2. CARGA AXIAL MÁXIMA PROBABLE SOBRE UNA CONEXIÒN.....	6
2.1 General.....	6
2.2 Modelo geotécnic.....	7
2.2 Modelo estructural del pilote	9
2.3 Capacidad de carga del pilote	10
2.3 Capacidad de Carga Ultima del suelo medida mediante pruebas de carga de pilotes.....	11
3. CARGA DINÀMICA MAXIMA PROBABLE SOBRE UNA CONEXIÒN	13
3.1 General.....	13
3.2 Selección de tipo de martillo de hinca.....	13
3.3 Energía mínima necesaria por martillo de hinca	15
3.4 Ecuaciones de hinca.....	18
3.5 Efectos de fatiga de bajo ciclaje	22
3.5 Excentricidad de hinca.....	23
4. CARGAS LATERALES Y MOMENTOS FLECTORES DE ORIGEN SÌSMICO... 25	
4.1 General.....	25
4.2 Modelo de interacciòn Suelo-Pilote (software L-PILE)	25
5. TIPOS DE CONEXIONES DE PILOTES UTILIZADAS CON MAYOR FRECUENCIA EN EL ECUADOR.....	31
5.1 General.....	31
5.2 Conexiòn de Pasadores de corte (Dowel bar).....	31
5.3 Conexiones Soldadas.....	36
6. TIPOS DE CONEXIONES DE PILOTES UTILIZADAS EN OTROS PAISES	60
6.1 General.....	60

6.2 Conexión tipo AAB.....	60
6.3 Conexión tipo Herkules.....	64
7. CONEXIÓN ALTERNATIVA DE PERNOS DE CORTE TRANSVERSALES DE ACERO	68
7.1 General.....	68
7.2 Evaluación estructural.	71
7.3 Modelo matemático de conexión alternativa.	72
8. ANÀLISIS ECONÒMICO DE CONEXIONES DE TRAMOS DE PILOTES.....	89
8.1 General.....	89
8.2 Combinaciones más económicas	90
8.3 Anàlisis de precios unitarios	90
9. CONCLUSIONES	92

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1- Resultados de Cálculo de capacidad de carga de cimentación profunda (pilote)	11
TABLA 2- Guía de selección de tipo de martillos (tomado de Unified facilities criteria Tabla 2-1)	12
TABLA 3- Propiedades de martillo de hinca, tomada de “Berminghammer Sales catalogue, http://www.berminghammer.com/ ”	16
TABLA 4- Excentricidades de hinca aplicadas en conexiones de pilotes.....	24
TABLA 5- Resumen de resistencias de conexiones típicas de pasadores de corte (Dowel Bars) en base a parámetros de esta investigación.....	25
TABLA 6- Dimensiones para soldaduras de filete tomado de Tabla J2.4 AISC 13th edition.....	40
TABLA 7- Resumen de resistencias obtenidas en cordones de soldadura de filete.....	42
TABLA 8- Resumen de resistencias obtenidas en secciones de placas tubulares de acero.....	43
TABLA 9- Resultados de Carga Axial de Compresión Máxima “P” en placa critica de seccion tubular en conexión soldada, obtenidos del modelo matemático en Software SAP2000.....	52
TABLA 10- Cargas axiales actuantes en cuerpo de conexión para diferentes espesores de placas en conexión soldada, obtenidos del modelo matemático de conexión soldada en Software SAP2000.....	54
TABLA 11- Momentos actuantes en cuerpo de conexión soldada para excentricidades de 0.5 y 1% obtenidos del modelo matemático en Software SAP2000.....	55

TABLA 12- Resistencia provista (P_c), fuerza actuante (P_r); relación P_r/P_c para diferentes espesores de placas y tipo de acero en conexión soldada. P_r obtenida del modelo matemático en Software SAP2000.....	56
TABLA 13- Dimensiones de roscas de pasadores tomada de Tabla 7-18 AISC.....	70
TABLA 14- Carga axial en conexión alternativa de pasadores para variaciones de número de pasadores, porcentajes de áreas de fricción, espesor de placa, tipo de material de junta, en base a análisis de resultados de modelo matemático en software SAP2000.....	76
TABLA 15- Esfuerzos máximos en la sección crítica (corte transversal) en pasadores de acero. Caso de área de fricción de 50% junta epóxica, en base a inspección de resultados de modelo matemático de conexión alternativa en software SAP2000.....	81
TABLA 16- Resistencia provista (P_c), carga actuante (P_r); relación P_r/P_c para distintos espesores de placas en conexión alternativa de pasadores. P_r obtenidos mediante resultados de modelo matemático en SAP 2000.....	85
TABLA 17- Momentos actuantes en sección tubular de placas en conexión alternativa para excentricidades de 0.5 y 1%, obtenidos de análisis de resultados en SAP2000...	86
TABLA 18- Costos de sección tubular para conexiones de placas acero ASTM A36 y ASTM A572 gr50 con variación en espesor.....	90
TABLA 19- Costos de sección tubular de placas acero ASTM A36 y ASTM A572 gr50 mínimos para cada tipo de conexión con diferentes casos de excentricidades.....	90
TABLA 20- Resumen de análisis de precios unitarios elaborados para rubro de conexiones de tramos de pilote.....	91

ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 1- Modelo geotécnico típico de la ciudad Guayaquil donde se requieren cimentaciones profundas.....	8
FIG. 2- Variación de Su y OCR vs profundidad en el modelo geotécnico.....	9
FIG. 3- Detalle de armado estructural de tramo de pilote prefabricado de hormigón reforzado descrito en modelo estructural.....	10
FIG. 4- Gráfico Golpes por cm vs Capacidad Última (Martillo Berminghammer B-4505) elaborado en base a parámetros de esta investigación.....	21
FIG. 5- Curvas S-N para efectos de fatiga de bajo ciclaje tomado de Atlas of fatigue curves, Howard E. Boyer.....	23
FIG. 6- Gráfico explicativo tomado de pantalla de ingreso de parámetros en software LPILE.....	27
FIG. 7- Gráfico Profundidad vs momento flector elaborado en base a parámetros de esta investigación.....	28
FIG. 8- Gráfico Profundidad vs fuerza cortante elaborado en base a parámetros de esta investigación.....	29
FIG. 9- Descripción de conexión de pasadores de corte (Planta y Perfil).....	32
FIG. 10- Descripción de conexión soldada (planta y perfil).....	37
FIG. 11- Vista en planta, perfil e isométrica de modelo matemático de conexión soldada en software SAP2000.....	44
FIG. 12- Restricción de nodos en la sección inferior de modelo matemático de conexión soldada elaborado en software SAP2000.....	44

FIG.13- Restricción de diafragma en nodos de parte superior de conexión en modelo matemático en software SAP2000.....	45
FIG. 14- Esquema de conectividad de placas de acero – pilote de hormigón tomado de modelo matemático elaborado en software SAP2000.....	45
FIG. 15- Esquema de aplicación de cargas axiales en nodos superiores en modelo matemático de conexión soldada elaborado en software SAP2000.....	46
FIG. 16- Vista en 3D de elementos de diferentes materiales (separados) en conexión tomada de modelo matemático de conexión soldada en software SAP2000.....	47
FIG. 17- Gráfico porcentaje de carga axial actuante vs. Espesor de placas en base a análisis de resultados de modelo matemático de conexión soldada en software SAP2000.....	49
FIG. 18- Gráficos fuerza actuante vs espesor de placa con excentricidades y tipos de material de relleno variados, obtenidos del modelo matemático de conexión soldada en Software SAP2000.....	53
FIG. 19- Gráfico Eq. (H1-1a) vs e; satisfactorio ≤ 1 , con diferentes tipos de acero, excentricidad y materiales de relleno.....	55
FIG. 20- Conexión AAB tomada de http://www.emeca-speusa.com/pile_joints.shtml ..	61
FIG. 21- Sección de cortante crítico en conexión AAB, tomada de patente.....	61
FIG. 22- Sección de anclaje en conexión AAB, tomada de patente.....	63
FIG. 23- Sección de pasador transversal de seguro, tomada de patente.....	64
FIG. 24- Conexión Herkules- tomada de http://theconstructor.org/geotechnical/classification-of-piles/1799/	65
FIG. 25- Sección crítica conexión Herkules, tomada de http://theconstructor.org/geotechnical/classification-of-piles/1799/	68
FIG. 26- Descripción de conexión alternativa de pasadores.....	69

FIG. 27- Esquema de placa y pasadores con conectividad entre sí (para caso de 8 pasadores) en vista isométrica y perfil tomado de modelo matemático de conexión alternativa elaborado en software SAP2000.....	73
FIG. 28- Esquema de placas-inter fase de fricción- sección de placas en planta tomado de modelo matemático de conexión alternativa de pasadores en software SAP2000..	74
FIG. 29- Carga axial en sección tubular de placas con área de fricción = 0% para variaciones de número de pernos, espesor de placa, tipo de material de junta en base a análisis de resultados de modelo matemático de conexión alternativa de pasadores en software SAP2000.....	77
FIG. 30- Carga axial en sección tubular de placas con área de fricción = 25% para variaciones de número de pernos, espesor de placa, tipo de material de junta en base a análisis de resultados de modelo matemático de conexión alternativa de pasadores en software SAP2000.....	78
FIG. 31- Carga axial en sección tubular de placas con área de fricción = 50% para variaciones de número de pernos, espesor de placa, tipo de material de junta en base a análisis de resultados de modelo matemático de conexión alternativa de pasadores en software SAP2000.....	79
FIG. 32- Esquema de concentraciones de esfuerzos tomados de modelo matemático de conexión alternativa de pasadores en software SAP2000.....	80
FIG. 33- Gráfico esfuerzo vs espesor de placa para diferentes materiales de junta en conexión alternativa de 4 pasadores de acero, excentricidades 0, 0.5 y 1% en base a inspección de resultados de modelo matemático en software SAP2000.....	82
FIG. 34- Gráfico esfuerzo vs espesor de placa para diferentes materiales de junta en conexión alternativa de 6 pasadores de acero, excentricidades 0, 0.5 y 1% en base a inspección de resultados de modelo matemático en software SAP2000.....	83

FIG. 35- Gráfico esfuerzo vs espesor de placa para diferentes materiales de junta en conexión alternativa de 8 pasadores de acero, excentricidades 0, 0.5 y 1% en base a inspección de resultados de modelo matemático en software SAP2000.....84

FIG. 36- Gráfico Resistencia provista (P_c), carga actuante (P_r); relación P_r/P_c en conexión alternativa.....87

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los Suelos en la ciudad de Guayaquil en más del 60%, se consideran blandos en sus estratos superiores. Están conformado por rellenos granulares, colocados sobre arcillas y terreno natural conformado por limos orgánicos de baja cohesión.

Es por esta razón que los pilotes prefabricados son un componente muy importante de las cimentaciones en la ciudad y son usados con el fin de alcanzar estratos profundos que tengan la resistencia requerida para proveer la capacidad portante por punta, de acuerdo al diseño de la cimentación.

Frecuentemente, para la cimentación de edificaciones y estructuras de considerable altura y peso, se necesitan pilotes de gran longitud. Los tramos de los pilotes prefabricados en el Ecuador se producen en longitudes típicas de 15m para viabilizar su transporte; adicional a esto se evita incrementar costos debido al uso de martillos de mayor potencia y grúas de mayor alcance.

Existen instrucciones técnicas y criterios constructivos publicados para la hincas de pilotes, uno de ellos es el Manual *Unified Facilities Criteria (UFC) Pile Driving Equipment, 2004*, que recomienda específicamente, para pilotes de concreto reforzado y a su vez prefabricados, longitudes en un rango de 12 a 15 metros.

Para lograr utilizar pilotes prefabricados con longitudes superiores, (20m en adelante) y lograr la profundidad deseada, se emplean tramos de pilotes de menor longitud, unidos mediante conexiones. Estos tramos unidos por una conexión pueden ser hincados, como si se tratara de un solo pilote.

Los tipos de conexiones más utilizadas en nuestro medio, son las soldadas y las de pasadores de corte (dosel bars). En otras partes del mundo se usan

conexiones más sofisticadas, como las mecánicas, de cuña, atornilladas, de camisas, de anillos de metal, etc.

Las conexiones que usualmente se emplean en la ciudad se estima que tienen grandes resistencias, originadas tanto por la calidad como por la cantidad de materiales. Generalmente se usan conexiones cuyos diseños exceden los requerimientos de hinca y las condiciones de servicio. También se considera que los costos de las conexiones, tanto en lo relativo a los materiales y mano de obra, son elevados.

1.2 Introducción

Las conexiones entre los tramos de pilotes deben ser diseñadas con las resistencias a tensión, compresión, anclaje, corte y flexión, para soportar los esfuerzos de la hinca del pilote, así como para resistir los esfuerzos que experimentará el pilote durante su vida útil (cargas permanentes de gravedad o temporales de tipo sísmico). Adicionalmente, la conexión deberá ser más fuerte que las secciones del pilote adyacentes a la conexión y tener un comportamiento dúctil durante sismos, tal que la conexión no falle antes que otra sección del pilote, y controle el mecanismo de falla del pilote o la cimentación de la estructura.

Por lo anterior, las conexiones entre tramos de pilotes se fabrican con materiales de alta calidad, que deben ser capaces de resistir esfuerzos mayores que la propia sección del pilote. Los materiales usados en las conexiones (barras de acero, pernos, soldadura, etc.) se seleccionan por ser aptos para resistir mayores esfuerzos a los que resiste el hormigón armado en las secciones adyacentes a la conexión del pilote.

Los distintos componentes de la conexión deben resistir las fuerzas internas derivadas de la formación de un mecanismo dúctil de flexión en las secciones de hormigón armado adyacentes a la conexión. En la formación del mecanismo plástico del hormigón armado adyacente a la conexión, se deberá considerar el efecto de sobre-resistencia, producido por el endurecimiento del acero debido a grandes deformaciones. Por lo tanto, la

resistencia provista para los componentes de la conexión, debe ser superior al esfuerzo máximo probable a tracción ($1.25f_y$), que se puede desarrollar en el acero de refuerzo de una sección de hormigón armado adyacente a la conexión.

Las conexiones deben satisfacer los criterios de diseño para cada caso dependiendo de su tipo; si se trata de conexiones soldadas corresponde cumplir los parámetros para secciones tubulares compactas formadas por placas unidas mediante cordones de soldadura que trabajen en flexo-compresión (iguales a columnas), según el código *Steel Construction AISC 13th edition*. En el caso de las conexiones de pasadores de corte (hormigón reforzado), se deben seguir especificaciones de elementos en flexo-compresión del código *American Concrete Institute ACI -318*.

1.3 Objetivo

El Objetivo del presente estudio es evaluar el desempeño sísmico de las conexiones más empleadas en Guayaquil, que son las de placas soldadas y las de pasadores de corte. Además de comparar dichas conexiones con una propuesta alternativa de conexión desarrollada específicamente en esta investigación y evaluar los distintos mecanismos de trabajo de conexiones usadas en otras partes que no se fabriquen en el país.

Adicional a lo anterior, estudiar también el desempeño sísmico y estructural de conexiones empleadas y patentadas en el exterior.

Estas evaluaciones se realizarán usando un modelo geotécnico característico del suelo de Guayaquil, donde se necesita hincar pilotes prefabricados de hormigón armado de gran longitud.

1.4 Metodología

Para llevar a cabo este estudio se realizaron las siguientes consideraciones:

- Elaboración de un modelo geotécnico de una estratigrafía típica de suelo en Guayaquil, donde se requiere usar una cimentación profunda con pilotes prefabricados de hormigón armado.
- Definición de cargas de diseño: cargas de gravedad para condiciones de servicio y cargas producidas por impacto de martillo para condiciones de hinca
- Definición de cargas laterales de tipo sísmico mediante la elaboración de modelos de interacción, suelo-pilote en software Lpile v6.
- Elaboración un modelo matemático de conexión de tipo placas soldadas, para llevar a cabo análisis mediante el método de elementos finitos utilizando el programa SAP 2000 v.15.
- Análisis la conexión de tipo pasadores de corte mediante métodos de mecánica estructural para elementos de hormigón reforzado.
- Selección y descripción de conexiones utilizadas y patentadas en el exterior, para luego analizarlas mediante métodos simplificados de mecánica estructural.
- Conceptualización de una propuesta de conexión alternativa a las previamente estudiadas y elaboración de un modelo matemático para llevar a cabo análisis mediante el método de elementos finitos, utilizando el programa SAP 2000 v.15.
- Comparación económica de las conexiones mediante análisis de costos.

1.5 Alcance

El alcance de este estudio principalmente es determinar si las conexiones usadas actualmente en nuestro medio son sísmicamente seguras y conocer porque han sido empleadas en la mayoría de los proyectos.

Identificar los diferentes tipos de mecanismos de falla en conexiones (frágil y dúctil).

Realizar un análisis técnico de resultados y determinar las ventajas y desventajas entre las conexiones usadas actualmente en el país y la conexión propuesta.

Evaluar las conexiones desde un enfoque de diseño estructural, sísmico, constructivo y de factibilidad económica.

2. CARGA AXIAL MÁXIMA PROBABLE SOBRE UNA CONEXIÓN

2.1 General

La Carga Axial Máxima Probable que puede actuar sobre la conexión durante la vida útil del pilote, no puede ser mayor que la capacidad de carga última provista para los distintos mecanismos de falla, tanto del material como del suelo.

En las estructuras y sus cimentaciones, los mecanismos de falla frágil no son admisibles, por lo que los siguientes mecanismos no deben gobernar el comportamiento a la falla del pilote:

- a) Capacidad portante del suelo.
- b) Corte, falla por adherencia y anclaje, aplastamiento del hormigón, y pandeo lateral del pilote.
- c) Corte, falla por adherencia y anclaje, aplastamiento y pandeo de los elementos de la conexión del pilote.

Los mecanismos de falla dúctil deben gobernar el comportamiento a la falla del pilote. Estos mecanismos son los siguientes:

- a) Pérdida de servicio en la estructura por asentamientos excesivos no tolerables de la cimentación.
- b) Falla por flexión del pilote (fluencia del acero de refuerzo).
- c) Falla por flexión o Fluencia (plasticidad) de los componentes de la conexión del pilote.

Dado que se diseña un pilote para que las fallas frágiles no ocurran, la capacidad de carga última provista para los distintos mecanismos de falla frágil es mayor que la capacidad de carga última provista para los mecanismos de falla dúctil.

Por otra parte, la capacidad de carga última provista para evitar la falla por capacidad portante del suelo, es generalmente un poco mayor que la capacidad última provista para otros mecanismos de falla frágil asociados al comportamiento del pilote como material.

Por lo anterior, se considera seguro para la revisión y el diseño de las conexiones de tramos de pilotes (especialmente aquellas con un comportamiento caracterizado por un mecanismo de falla potencialmente frágil) usar una carga axial máxima probable equivalente a la capacidad portante última del suelo. Por su parte, la capacidad portante última del suelo para un pilote hincado, se calculará utilizando el modelo geotécnico correspondiente a una estratigrafía típica de Guayaquil.

Las dimensiones, materiales, acero de refuerzo y demás parámetros del diseño del pilote se seleccionarán en un capítulo posterior, con la finalidad de lograr que el diseño del pilote, en sus distintos mecanismos, no gobierne el comportamiento del pilote a la falla.

2.2 Modelo geotécnico

El modelo geotécnico que se utilizará es simplificado y caracteriza a un suelo típico de Guayaquil, en el cual se necesitaría hincar pilotes utilizando una conexión entre dos tramos de pilote (longitud de pilote mayor o igual a 30m). El modelo geotécnico comprende una capa de relleno de poca potencia sobre la superficie del terreno, seguido por un estrato de suelo arcilloso de consistencia blanda a media, hasta llegar a un estrato de arena limosa muy resistente localizado a gran profundidad.

El modelo geotécnico consta de tres capas:

1. Material superficial:

Grava limosa (GM), utilizada como relleno superficial, de 2m de espesor. Se desprecia la capacidad portante de este estrato debido que este material es excavado para la hincada del pilote.

2. Material intermedio:

Arcilla inorgánica (CH), con resistencia al cortante no drenado promedio (\bar{S}_u) entre 1.5 y 2.8 ton/m². Este estrato tiene 26 m de espesor, es sobre-consolidado en los 4 m superiores, y normalmente

consolidado en los 22 metros inferiores del estrato. La parte sobre-consolidada tiene una relación de sobre-consolidación (OCR) que disminuye con el incremento de la profundidad, debido a esto, la resistencia \bar{s}_u es mayor en la parte superior del estrato y disminuye con la profundidad.

3. Material Inferior:

Arena limosa (SM) con número de golpes (N) mayor a 30, entre los 28 y 30 metros de profundidad.

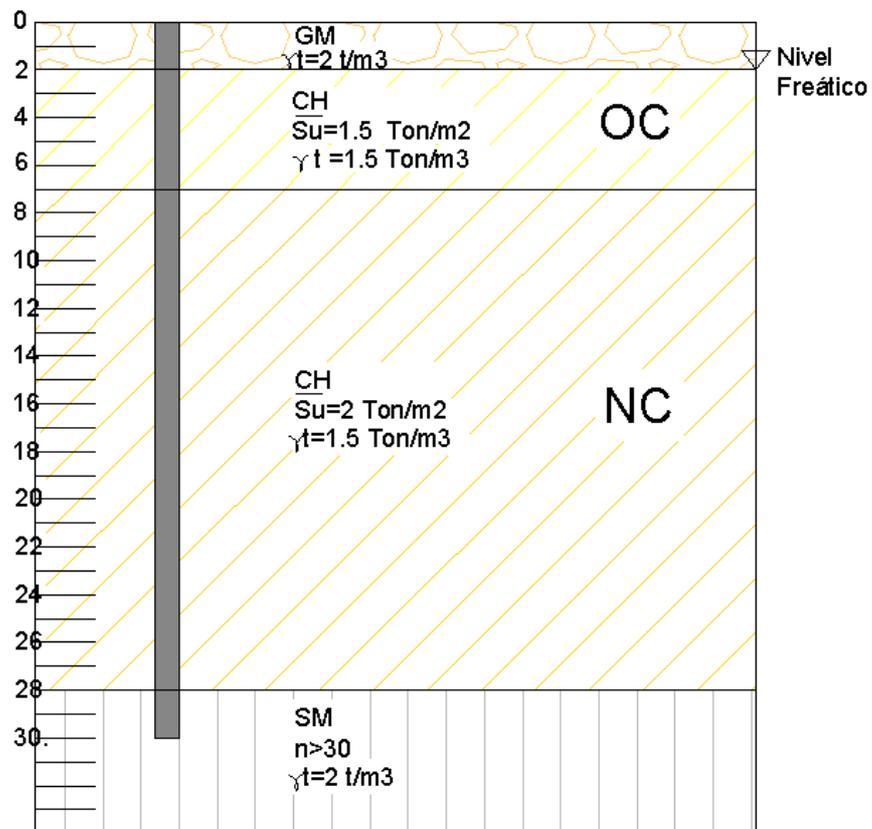


FIG. 1- Modelo geotécnico típico de la ciudad Guayaquil donde se requieren cimentaciones profundas

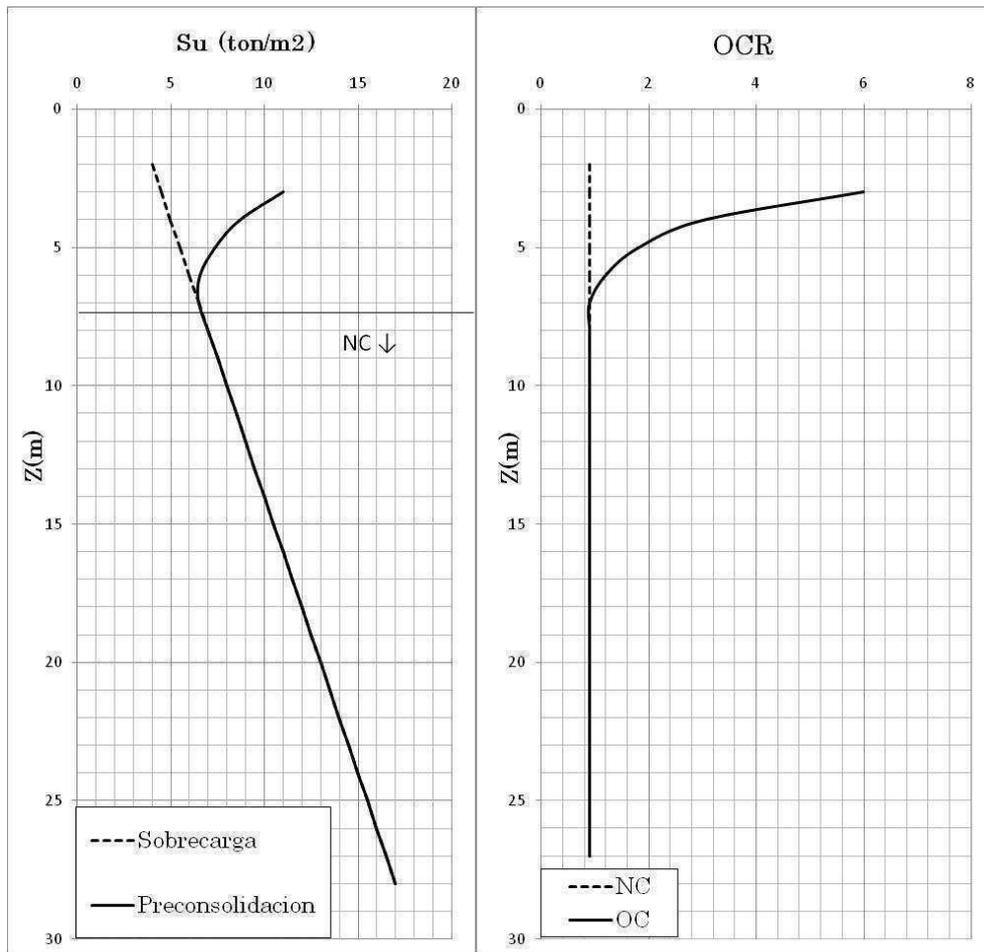


FIG. 2- Variación de Su y OCR vs profundidad en el modelo geotécnico

2.2 Modelo estructural del pilote

El pilote, es un elemento estructural prefabricado en 2 tramos de hormigón reforzado empalmados en el sitio de hincia por una conexión. Posee las características siguientes:

- Longitud por tramo: 15 metros.
- Longitud total: 30 metros.
- Sección transversal: Cuadrada de 50 centímetros por lado.
- Resistencia del hormigón $f'c = 420 \text{ Kg/cm}^2$
- Esfuerzo de Fluencia del Acero $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Cuantía de acero longitudinal igual al 2%.

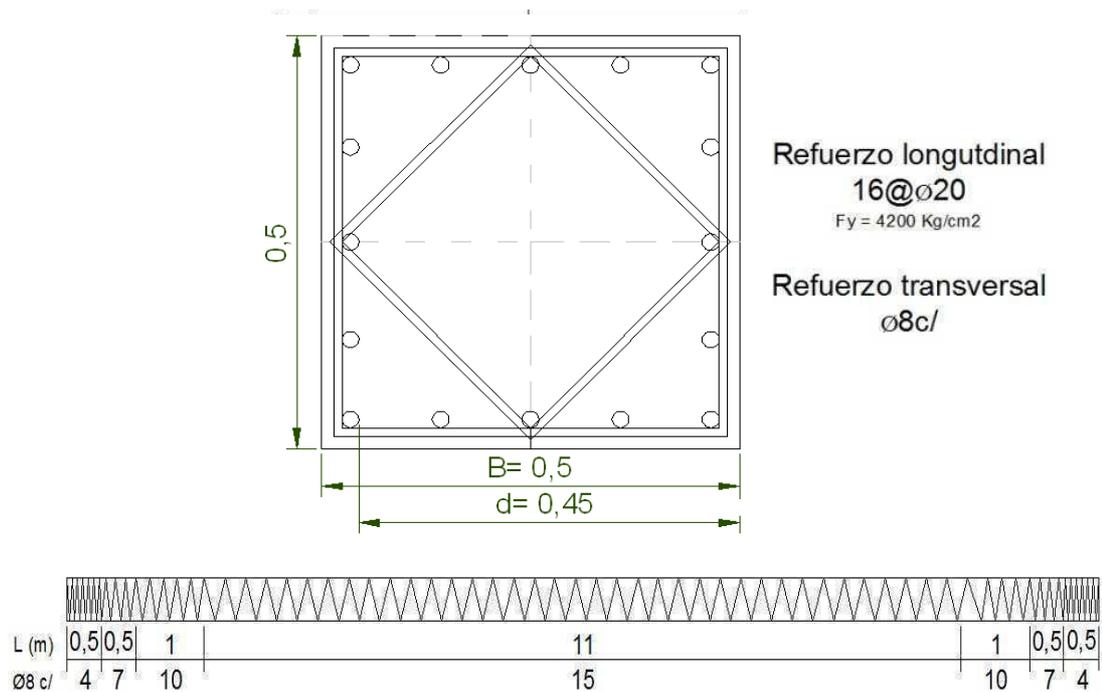


FIG. 3- Detalle de armado estructural de tramo de pilote prefabricado de hormigón reforzado descrito en modelo estructural

2.3 Capacidad de carga del pilote

Con los parámetros previamente definidos para el suelo y el pilote, se realiza al análisis de la capacidad portante del suelo. Se usan los métodos teóricos de análisis de la Ingeniería de Suelos para cimentaciones profundas. Los métodos seleccionados para la evaluación de la capacidad de fuste son: el método Alpha para suelos cohesivos y el método Beta para suelos granulares, y para la evaluación de la capacidad por punta: el de Meyerhoff (Referencia: *Foundation design principles and practices by Donald C.Coduto, 2001*).

Se usa un factor de Seguridad ($FS = 3$), para calcular la Capacidad Admisible para cargas estáticas por gravedad, a partir del valor calculado para la Capacidad de Carga Última. Los resultados del análisis son:

Capacidad de carga última total del suelo = 738Ton

Capacidad de carga última del suelo por punta = 199.88Ton

Capacidad de carga última del suelo por fuste = 539 Ton

Capacidad admisible: 247 Ton (FS=3)

Capacidad por fuste														
Prof m	Suelo SUCS	yt (Ton/m3)	Su (NC) (ton/m2)	φ grados	svo (T/m2)	Uo (T/m2)	svo' (NC) (T/m2)	δ'/φ' (PROMEDIO)	δ	K	β Beta	α Alfa	fs	Qs Ton
0					0	0	0							
1					2	0	2							
2	GM	2	0	36	4	0	4							
3					5.5	1	4.5							
4					7	2	5							
5					8.5	3	5.5							
6	CH (OC)	1.5	1.5		10	4	6					1	1.50	20.78
7					11.5	5	6.5							
8					13	6	7							
9					14.5	7	7.5							
10					16	8	8							
11					17.5	9	8.5							
12					19	10	9							
13			1.5		20.5	11	9.5					0.9	1.91	26.73
14					22	12	10							
15					23.5	13	10.5							
16					25	14	11							
17					26.5	15	11.5							
18					28	16	12							
19					29.5	17	12.5							
20					31	18	13							
21					32.5	19	13.5					0.9	2.16	34.62
22					34	20	14							
23					35.5	21	14.5							
24					37	22	15							
25					38.5	23	15.5							
26					40	24	16							
27					41.5	25	16.5							
28	CH (NC)	1.5	2.8		43	26	17					0.9	3.56	49.89
29					45	27	18							
30	SM	2		36	47	28	19	0.92	33.12	2.88889049	0.65239124		35.06	70.11
Capacidad por fuste total														199.88

Capacidad por punta

N60	tabla φ dc/bi	dc	db	db/B	tabla Nq	qp	NCORR	ton/m2 q limite	Qp
30	11	5.5	2	4	110	2156	21	857.14	539.00

TABLA 1- Resultados de Cálculo de capacidad de carga de cimentación profunda (pilote)

2.3 Capacidad de Carga Última del suelo medida mediante pruebas de carga de pilotes

Comúnmente, la Capacidad de Carga Última para falla por capacidad portante del suelo cuando es medida mediante ensayos de carga estáticos y dinámicos realizados in situ sobre el pilote, en promedio, resultan en un valor mayor al obtenido mediante métodos teóricos o analíticos, tales como utilizado en la Sección 2.2. Ello se debe a que los métodos teóricos adoptan criterios que generalmente están del lado de la seguridad.

Para prevenir la ocurrencia de falla en la conexión, se usará en los análisis y diseños de las conexiones la Capacidad de Carga Última Experimental, la que se define como la asociada a ensayos o pruebas de carga de pilotes.

En ausencia de datos duros, se propone deducir la Capacidad de Carga Ultima Experimental a partir del uso de un factor de sobre-resistencia o amplificación de la Capacidad de Carga Ultima Teórica. Para esta investigación se adoptó la decisión de consultar empresas dedicadas a la hinca de pilotes en la ciudad de Guayaquil que hubieren efectuado pruebas de carga sobre pilotes y conozcan de manera general la relación: Factor de Sobre-resistencia = Capacidad de Carga Ultima Experimental / Capacidad de Carga Ultima Teórica, obtenida para el suelo típico de la ciudad de Guayaquil.

La empresa INTISA (Ingeniería de la Tierra S.A.) reportó, de acuerdo con datos de sus proyectos, que el Factor de Sobre-resistencia de la Capacidad Ultima del suelo está dentro del rango 1.1 a 1.6.

Para esta investigación se adopta un Factor de Sobre-resistencia de la Capacidad Ultima del suelo igual a 1.3. Por lo tanto, Capacidad de Carga Ultima calculada mediante métodos analíticos en 738 Ton se multiplica por el factor de sobre-resistencia, dando como resultado una Carga Axial Máxima Probable (equivalente a la Capacidad de Carga Ultima Experimental probable) igual a 959.3 Ton. Carga que se adoptará como carga estática de diseño para la conexión.

Esta carga es útil para realizar la evaluación estructural de las conexiones que se estudiarán, y establecer un parámetro de carga estática que debe soportar la conexión alternativa.

3. CARGA DINAMICA MAXIMA PROBABLE SOBRE UNA CONEXION

3.1 General

La fuerza que puede actuar sobre la conexión durante su etapa de hinca es la que se definirá como Carga Dinámica Máxima Probable; esta es equivalente a la capacidad de carga última que podría llegar a generar un pilote durante esta etapa.

Comúnmente, en proyectos se utilizan diversas formas para conocer la capacidad de carga última de un pilote mientras está siendo hincado, como pruebas de carga dinámicas o ecuaciones de hinca.

En esta investigación se empleará ecuaciones de hinca publicadas y utilizadas con frecuencia debido a que estas manejan parámetros de fuerza de martillo de hinca, propiedades del pilote y del suelo, penetración por número de golpes efectuados, etc.

Previamente para utilizar cualquier método de caracterización de fuerza o capacidad de carga de un pilote durante la etapa de hinca, es necesario conocer las características y el tipo de martillo de hinca a emplear, ya que este elemento es el que mediante la energía liberada en golpes genera la fuerza que actúa en el pilote.

3.2 Selección de tipo de martillo de hinca

Existen diferentes tipos de martillo con distintos mecanismos de trabajo y rangos de energía; debido a esto, es recomendable escoger un tipo de martillo que sea óptimo para condiciones de suelo específicas, para esto existen diversos criterios de selección.

En esta investigación se utilizaron los parámetros de selección descritos en el Manual de hinca de pilotes *Unified Facilities Criteria (UFC)*, 2004.

SPT Value	Class	Wood Pile	Open-End Pipe Pile	Closed-End Pipe Pile	H Pile	Sheet Piling	Concrete Piling
<u>Cohesionless Soils</u>							
0-3	Very Loose	I (DA)	I (DA) or V	I (DA) or V	I (DA) or V	V	I (DA)
4-10	Loose	I (DA)	I (DA) or V	I (DA) or V	I (DA) or V	V	I (DA)
10-30	Medium	I (SA)	I (DA) or V	I (DA) or V	I (DA) or V	V	I (SA)
30-50	Dense	I (SA)	I (DA) or V	I (SA) or V	I (DA) or V	V	I (SA)
50+	Very Dense	I (SA)	I (SA)	I (SA)	I (SA)	I (DA) or V	I (SA)

TABLA 2- Guía de selección de tipo de martillos (tomado de Unified facilities criteria Tabla 2-1)

Tipo I (SA) corresponde a martillos de impacto de acción singular, es decir, que funcionan solo por caída libre de la masa móvil del martillo ya sea que trabajen mediante flujo de Aire, Diesel o Hidráulico.

Tipo I (DA) corresponde a martillos de impacto de acción doble, es decir, una vez que se realiza el impacto por caída libre, se ejerce una fuerza adicional por la masa móvil del martillo.

Tipo V corresponde a Martillos vibratorios.

Se recomienda utilizar para un número de golpes del estrato resistente $N > 30$ (tomado de modelo geotécnico), martillos de tipo acción singular, en los cuales la fuerza de hincas es producida por el impulso del peso de la parte móvil del martillo (RAM) hacia abajo impactando la sección transversal superior del pilote.

El rango de energía que tiene cada martillo es variable, y también se debe analizar un rango óptimo para condiciones específicas en la hincas de cada pilote.

3.3 Energía mínima necesaria por martillo de hinca

El cálculo de la energía mínima necesaria para el martillo de hinca, se realizará mediante un método mencionado en *Unified Facilities Criteria, 2004*, inicialmente publicado en *Florida DOT Specification*, en el cual se calcula la energía estimada para 2 casos de hinca: a 4 golpes por cm y a 8 golpes por cm, a partir de la resistencia de diseño del pilote y la geometría del mismo.

Este criterio proporciona también la altura de caída y masa mínima de la parte móvil (RAM) del martillo de hinca.

Se citan del mencionado texto las ecuaciones:

Resistencia del pilote sobre de área (Su1):

$$Su1 = \frac{Rd}{AP}$$

Rd= resistencia del pilote

Ap= área transversal del pilote

Energía mínima requerida para el caso de 4 golpes por cm (Er1):

$$Er1 = \frac{Ap * Su}{70.08 e^{-su/25449}}$$

Energía mínima requerida para el caso de 8 golpes por cm (Er2):

$$Er2 = \frac{Ap * Su2}{100.78 e^{-su/22989}}$$

Empleando las ecuaciones, siguiendo parámetros del modelo estructural y conociendo la resistencia del pilote, resultan valores de 48.52 KJ (Kn - m) para Er1 y 35.10 KJ (Kn-m) para Er2.

Se puede escoger un martillo de cualquier fabricante, siempre y cuando cumplan con la energía de impacto necesaria que será el mayor valor entre Er1 y Er2.

El martillo preseleccionado será: Berminghammer B-4505 Tipo I (SA) ya que cumple con una energía de impacto de $64\text{Kn}\cdot\text{m} > 48.52\text{Kn}\cdot\text{m}$, adicionalmente tiene las propiedades mostradas en la tabla siguiente.

<u>B-4505 General Specifications</u>		
Performance		
Ram Weight X Max. Stroke	75,900 ft•lb	103 kN•m
Impact energy	47,400 ft•lb	64 kN•m
Ram weight/mass	6,600 lb	3,000 kg
Maximum ram stroke	11.5 ft	3.5 m
Impact block weight/mass	1,326 lbs	601 kg
Blows per minute	36-60	36-60
Operating Weight		
Total operating weight/mass	17,600 lb	7,982 kg
Weight of tool box	150 lb	68 kg
Total shipping weight/mass	17,750 lb	8,050 kg
Capacity		
Fuel tank capacity	20 gal (U.S)	76 liters
Fuel consumption	2.1gal/hr.	7.9 liters/hr.
Oil tank capacity	6.1gal (U.S)	23 liters
Oil consumption	0.24 gal/hr.	0.9 liters/hr.

TABLA 3- Propiedades de martillo de hinca, tomada de “Berminghammer Sales catalogue, <http://www.berminghammer.com/>”

El proceso de comprobación continúa con el cálculo de altura de caída y masa de la parte móvil, que debe ser mayor a la masa mínima requerida.

Citando del texto:

Altura de caída equivalente (m):

$$Seq = 102 \frac{Er}{Ms} \quad (\text{Este valor no debe exceder de } 2.44\text{m})$$

Ms= Masa de la parte móvil del martillo previamente escogido.

Er= Energía requerida (Mayor entre Er1 y Er2)

Masa mínima del pistón del martillo (kg):

$$M_{min} = 17659 \frac{As}{Seq}$$

Desarrollando estas ecuaciones se obtiene de altura de caída equivalente 1.65m que es menor que 2.44m. También se obtiene masa mínima de la parte móvil de martillo de hincas es de 2676.23 Kg y con esto se concluye que el martillo es satisfactorio ya que su masa de la parte móvil es de 3000kg.

Adicional a este método de selección de martillo, se analizará otro método cuyo uso sea más frecuente de parte de los técnicos especializados en la hincas de pilotes en nuestro país, con la finalidad de comparar resultados.

Como método de selección adicional se tomará como referencia las reglas empíricas publicadas en textos referentes a este tema como las relaciones entre martillo y pilote mencionadas para pilotes de hormigón reforzado y martillos de gravedad (acción simple). En el *Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001* se indica lo siguiente:

El Peso de la parte móvil del martillo debe ser mínimo 0.3 peso del pilote; la energía mínima estimada del martillo debe ser mayor que 3 N.m por cada Kg de pilote.

Empleando este criterio con la geometría del pilote previamente descrita se obtiene que la energía mínima requerida para el martillo es de 27 Kn-m y el valor mínimo a adoptar como peso de la parte móvil del martillo es de 2700kg.

La energía y el peso del pistón del martillo seleccionado son mayores que los requeridos, es decir, el martillo es satisfactorio para este criterio también.

Una vez establecido el martillo, la energía que generará su impacto sobre la cabeza del pilote, y la penetración del pilote en el suelo, se debe asegurar que el pilote tenga una capacidad de carga suficiente para resistir los golpes de la hincas. La Capacidad de Carga Última del pilote deberá ser mayor que la Carga Dinámica Máxima Probable sobre el pilote y considerar los efectos de Fatiga de Bajo Ciclaje en el material del pilote y su conexión, mientras está siendo hincado.

3.4 Ecuaciones de hinca

Las ecuaciones de hinca han sido utilizadas ampliamente para determinar la capacidad de carga estática del pilote con el dato de conteo de golpes de martillo durante la hinca.

Existen 2 tipos de ecuaciones dinámicas:

1. Ecuación de la onda.
2. Fórmulas dinámicas de hinca.

Para llevar a cabo un control de esfuerzos producidos durante la hinca por el martillo, el método de mayor precisión es el análisis de ecuaciones de onda.

La forma unidimensional de propagación de ondas de esfuerzos para un pilote se muestra en la siguiente expresión (Referencia: *Foundation design principles and practices by Donald C.Coduto, 2001*).

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Donde:

Z= profundidad debajo de la superficie

T=tiempo

U= desplazamiento del pilote a una profundidad z

E= módulo de elasticidad del pilote

P= densidad de masa del pilote

Estas ecuaciones tienen solución matemática sencilla cuando las condiciones de borde son simples, pero se dificultan con condiciones complejas; tales como las asociadas con la hinca de pilotes, siendo necesario el uso de los ensayos experimentales de capacidad de carga dinámica para ajustar resultados.

Las fórmulas de dinámicas de hinca, que se utilizarán en esta investigación, son fórmulas de carácter empírico que toman en cuenta la geometría del pilote, tipo de suelo y energía de hinca aplicada por el martillo; estas son utilizadas para controlar la estabilidad del pilote durante la hinca y los esfuerzos en el cuerpo del pilote ante una energía de impacto.

Citando el texto *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 2001*:

Estas fórmulas se basan en la relación Energía aplicada = energía consumida + energía perdida. Por tanto, conociendo la energía aplicada y estimando la energía perdida, así como observando el desplazamiento del pilote en cada golpe se puede calcular la resistencia a la hinca.

Cabe mencionar que las formulas dinámicas de hinca son muy inexactas por sí mismas, pero debido a su fácil aplicación son usadas en combinación con otras para llegar a un resultado de mayor fiabilidad.

Una de las primeras ecuaciones utilizadas fue la fórmula ENR (Engineering news record), que ha sido revisada varias veces a lo largo de los años dando como resultado una derivación reciente llamada formula ENR modificada. Otras fórmulas aceptadas y que van a ser usadas en esta investigación son la formula danesa y la de Janbu.

Se citan las siguientes ecuaciones (Referencia: *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 2001*)

Formula ENR:

$$Qu = \frac{E * He}{S + C}, \text{ donde:}$$

He= energía de impacto (ton-m)

E= eficiencia del martillo

S= Penetración del pilote promedio por golpe (cm)

C=2.54 (constante para martillos de gravedad-Diesel)

Formula ENR Modificada:

$$Qu = \frac{EW_r h}{S + C} * \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}, \text{ donde:}$$

E= eficiencia del martillo

S= Penetración del pilote promedio por golpe (cm)

C=0.25 (constante para martillos de gravedad-Diesel)

N=0.45 (coeficiente de restitución cabezal-martillo, para almohadilla de madera)

Wp= peso del pilote (ton)

Wr= peso de la parte móvil martillo (ton)

Formula de danesa:

$$Qu = \frac{E * H_E}{S + \sqrt{\frac{E * H_E * L}{2 A_P * E_P}}}, \text{ donde:}$$

He= energía de impacto (ton-m)

E= eficiencia del martillo

Ap= Área del pilote (m²)

Ep= módulo de elasticidad del pilote (m²)

L= longitud del pilote (m)

S= Penetración del pilote promedio por golpe (m)

Formula de Jambu:

$$Qu = \frac{E * H_E}{K'_u * S}, \text{ donde:}$$

He= energía de impacto (ton-m)

E= eficiencia del martillo

$$K'_u = Cd(1 + \sqrt{\lambda/cd})$$

$$Cd = 0.75 + 0.15(Wp/Wr)$$

$$\lambda = \left(\frac{E H_e L}{A_p E_p S^2} \right)$$

Estas ecuaciones serán usadas para calcular capacidad en base a la penetración promedio por golpe en los últimos 10 centímetros a medida que el pilote está siendo hincado en el suelo; y analizar la variación entre los resultados de diferentes ecuaciones para mismas condiciones.

El valor de penetración promedio por golpe, en los últimos 10 cm (S), servirá de parámetro para graficar curvas E vs Qu; E es el valor inverso a S, es decir, número de golpes por cm de penetración.

El eje E en estas curvas se calculará en un rango desde 0.2 golpes por cm, es decir 5cm de hincas por 1 solo golpe de martillo, hasta 4 cm que ya es una condición crítica debido a que equivale a 2 mm de penetración por golpe; aunque teóricamente el rechazo es a 1.3 mm por golpe (criterio tomado de *Mecánica de suelos, William T. Lambe, 1979*), en la hincas de pilotes en nuestro País, se considera rechazo valores de penetración comprendidos entre 25 y 40 golpes cada 10 cm de penetración, dentro del último metro de penetración (2.5 a 4 golpes por cm).

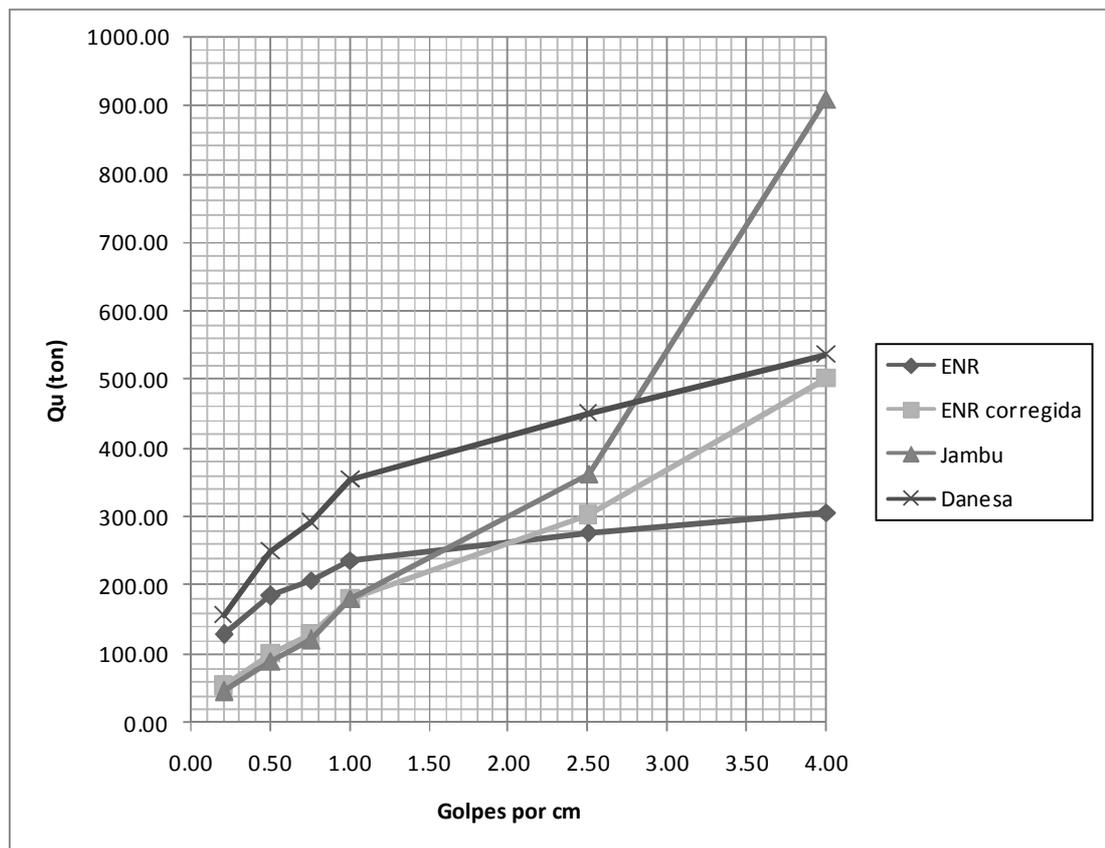


FIG. 4- Gráfico Golpes por cm vs Capacidad Última (Martillo Berminghammer B-4505) elaborado en base a parámetros de esta investigación

En el gráfico de curvas E vs Qu se evidencia la variabilidad de valores entre distintas ecuaciones, esta se debe a las diferentes simplificaciones que tiene cada una.

Se adoptará como Carga Dinámica Máxima Probable en este estudio el valor de capacidad última máxima entre todas las ecuaciones a 10 golpes por cm. El valor máximo es de 900 ton, obtenido mediante la fórmula de Jambu.

La memoria de cálculo de capacidad última mediante cada ecuación (Enr, Enr corregida, danesa, Jambu), con el cual se obtuvieron los datos con los que se elaboró FIG-5, se encuentra en *Anexo 2 Cálculo de capacidad de carga últimas por formulas dinámicas de hincia para martillo B-505*.

3.5 Efectos de fatiga de bajo ciclaje

Se conoce como fatiga al proceso de iniciación de grietas bajo la acción de carga dinámica cíclica.

En la práctica de la ingeniería civil es común el análisis y diseño a fatiga en estructuras como puentes, estructuras de grúas, etc., ya que están sometidas a cargas cíclicas durante toda su vida útil, a esto se le llama fatiga de alto ciclaje.

Los efectos de fatiga de bajo ciclaje en estructuras ocurren cuando las cargas dinámicas se repiten pocas veces durante un periodo finito de tiempo pero con magnitudes similares a las que pueden soportar estáticamente.

La conexión de pilote estará sometida a cargas cíclicas durante la etapa de hincia debido a la acción repetida de golpes del martillo; la magnitud de estas cargas fueron investigadas en la sección anterior.

Para que la conexión no falle por fatiga durante su etapa de hincia es necesario comprobar que la Carga Dinámica Máxima Probable este dentro del rango admisible para fatiga de bajo ciclaje.

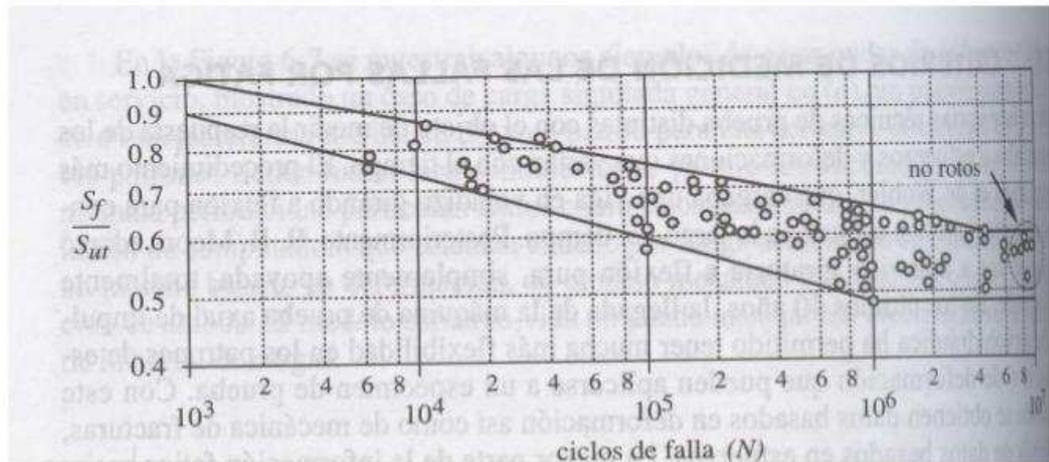


FIG. 5- Curvas S-N para efectos de fatiga de bajo ciclaje tomado de Atlas of fatigue curves, Howard E. Boyer

Mediante el estudio de curvas S-N para aceros forjados y un análisis de los ciclos posibles de golpes de martillo durante el proceso de hinca (máximo número de ciclos estimado es 2×10^3 en la hinca de pilotes), se concluye que La Carga Dinámica Máxima Probable no debe de exceder el 95% de la Carga Axial Máxima Probable sobre la conexión, derivada de la Capacidad de Resistencia Última del Suelo y Material (Capítulo 2).

En este caso la Carga Dinámica Máxima Probable equivale al 91% de la Carga Axial Máxima Probable y no fallaría por fatiga de bajo ciclaje.

3.5 Excentricidad de hinca

En esta investigación se adoptará 3 casos posibles de excentricidad en la hinca de pilotes generados por la inclinación en el pilote mientras está siendo golpeado por el martillo.

El primer caso es un caso ideal que no se ajusta a las condiciones reales en hinca de pilotes pero se considera conveniente su estudio para deducir los efectos de incremento excentricidad.

Los casos siguientes son excentricidades de 0.5 y 1%, rangos de excentricidad comunes durante la hinca. El 0.5% de excentricidad se lo puede llegar a obtener mediante un control riguroso de inclinación del pilote

cuando está siendo hincado, mientras el 1% de excentricidad es un caso un poco más extremo pero posible sin un control riguroso de inclinación del pilote.

La conexión esta idealizada para estar ubicada a una profundidad de 15m por lo que los momentos flectores que actúan sobre ella, en la etapa de hinca, serian los indicados en la siguiente tabla.

P (ton)	e (%)	e (m)	M (ton-m)
900.00	0.0	0.00	0.00
	0.5	0.075	67.50
	1.0	0.150	135.00

TABLA 4- Excentricidades de hinca aplicadas en conexiones de pilotes

Los parámetros de carga dinámica de hinca y excentricidades posibles sirven como parámetros para la evaluación estructural de las conexiones en su etapa de hinca. La conexión alternativa debe proporcionar la resistencia para satisfacer estos requisitos.

4. CARGAS LATERALES Y MOMENTOS FLECTORES DE ORIGEN SISMICO

4.1 General

La conexión de tramos de pilotes está sometida a fuerzas cortantes de origen sísmico durante la vida útil de la estructura. Estas fuerzas son en magnitud menores que las que recibe la sección de la cabeza del pilote en la sección donde se une con la base de la estructura, debido a que la conexión de los tramos de pilotes se desplanta generalmente en el punto medio de la longitud total del pilote y a dicha profundidad la interacción del pilote con el suelo a lo largo de su fuste, ha permitido que el suelo resista y porte una fracción importante del corte sísmico que actúa a la cabeza del pilote, dejando a la conexión sometida a la fracción menor del dicho cortante.

La Carga Sísmica Máxima probable (fuerza cortante y momento flector) debe ser calculada específicamente a la profundidad en donde se encuentra la conexión de tramos de pilote; ya que la magnitud de la fuerza no es constante a lo largo del fuste sino que disminuye con relación a la profundidad. Para evaluar la magnitud de La Carga Sísmica Máxima probable sobre la conexión, se prepara un modelo de interacción suelo-pilote utilizando el software L-PILE v.6.

4.2 Modelo de interacción Suelo-Pilote (software L-PILE)

El software calcula la fuerza cortante, momento flector y deformaciones en el suelo a lo largo del fuste del pilote considerando la interacción del pilote con el suelo, modelando al suelo con transferencia no lineal de carga lateral basada en los siguientes parámetros:

- Magnitud de cargas (cortante y momento que recibe el pilote).
- Relación de resistencia-deflexión en el suelo (Curva p-y).

- Rigidez a la flexión del pilote (en base a módulo de elasticidad, y momento de inercia).

Los parámetros del suelo y del pilote de hormigón utilizados en los análisis, son los descritos en el modelo geotécnico y estructural del Capítulo 2.

Otros parámetros ingresados como datos de los análisis en el software L-Pile, son los correspondientes a la magnitud de las cargas de diseño (momento, cortante y carga axial), aplicadas en la cabeza del pilote en su conexión con la cimentación de la superestructura.

En ausencia de datos específicos sobre las cargas de la superestructura aplicadas sobre la cabeza del pilote, se usan los valores de la capacidad nominal del diseño estructural del pilote tipo seleccionado, como datos del cortante y momento sísmico actuando sobre la cabeza del pilote. Según lo anterior, se adoptará la resistencia provista por diseño $\Phi M_n = M_u$, $\Phi V_n = V_u$ como carga última actuante. Mientras que, para la carga axial se usará la Resistencia nominal ΦP_n como el valor de P_u .

Se considerará en los análisis, que la cabeza del pilote está perfectamente empotrada en la cimentación de la superestructura.

En base al modelo estructural del pilote descrito en capítulo 2 se procedió a evaluar las resistencias provistas según las ecuaciones de *ACI-318, 2008*.

Resistencia Axial de diseño

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (11-2)$$

Resistencia a momento flector.

$$M_u - A_{st(traccion)} * F_y * jd$$

Resistencia al cortante.

$$\Phi V_n = \Phi(V_c + V_s) \quad (11-3)$$

Donde;

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-4)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (11-5)$$

Dando como resultados del cálculo:

$P_n = 1033.22$ Ton

$\Phi P_n = 593$ Ton

$M_n = 47.25$ Ton-m

$\Phi M_n = 42.53$ Ton-m

$V_n = 83.07$ Ton

$\Phi V_n = 62.30$ Ton

Cabe mencionar que los valores de carga con sobre resistencia satisfacen los requerimientos para Carga Dinámica Máxima Probable y Carga Estática Máxima Probable. Sin embargo para describir la resistencia provista en esta sección se utilizaran conservadoramente las cargas con factor de seguridad incluido. Por lo tanto las cargas últimas aplicadas sobre la cabeza del pilote son:

- Carga axial: 593 Ton = 59.3kN
- Fuerza cortante: 62 Ton = 6.2 kN
- Momento: 42 Ton – m = 4.2kN-m

Memoria de cálculo se encuentra disponible en Anexo 3 *Cálculo de capacidad de carga axial, momento y cortante del pilote como elemento de hormigón armado.*

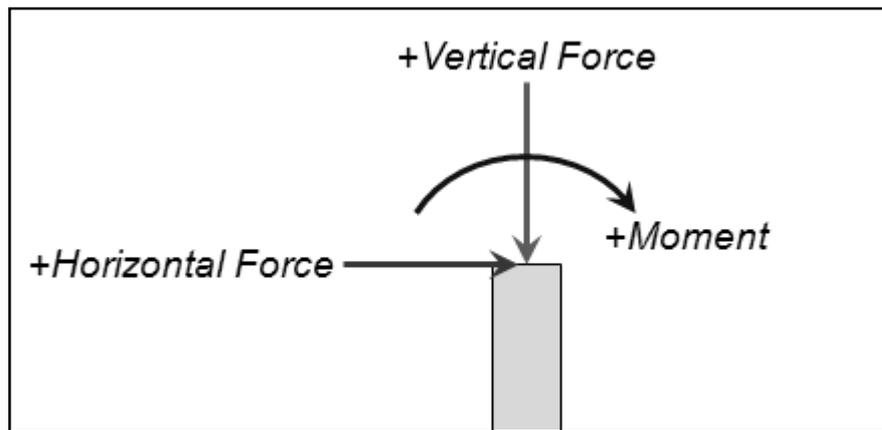


FIG. 6- Gráfico explicativo tomado de pantalla de ingreso de parámetros en software LPILE

El programa LPILE presenta los resultados de los análisis mediante gráficos de momento flector y cortante variable con la profundidad.

Los gráficos obtenidos para las condiciones específicas de esta investigación son los siguientes:

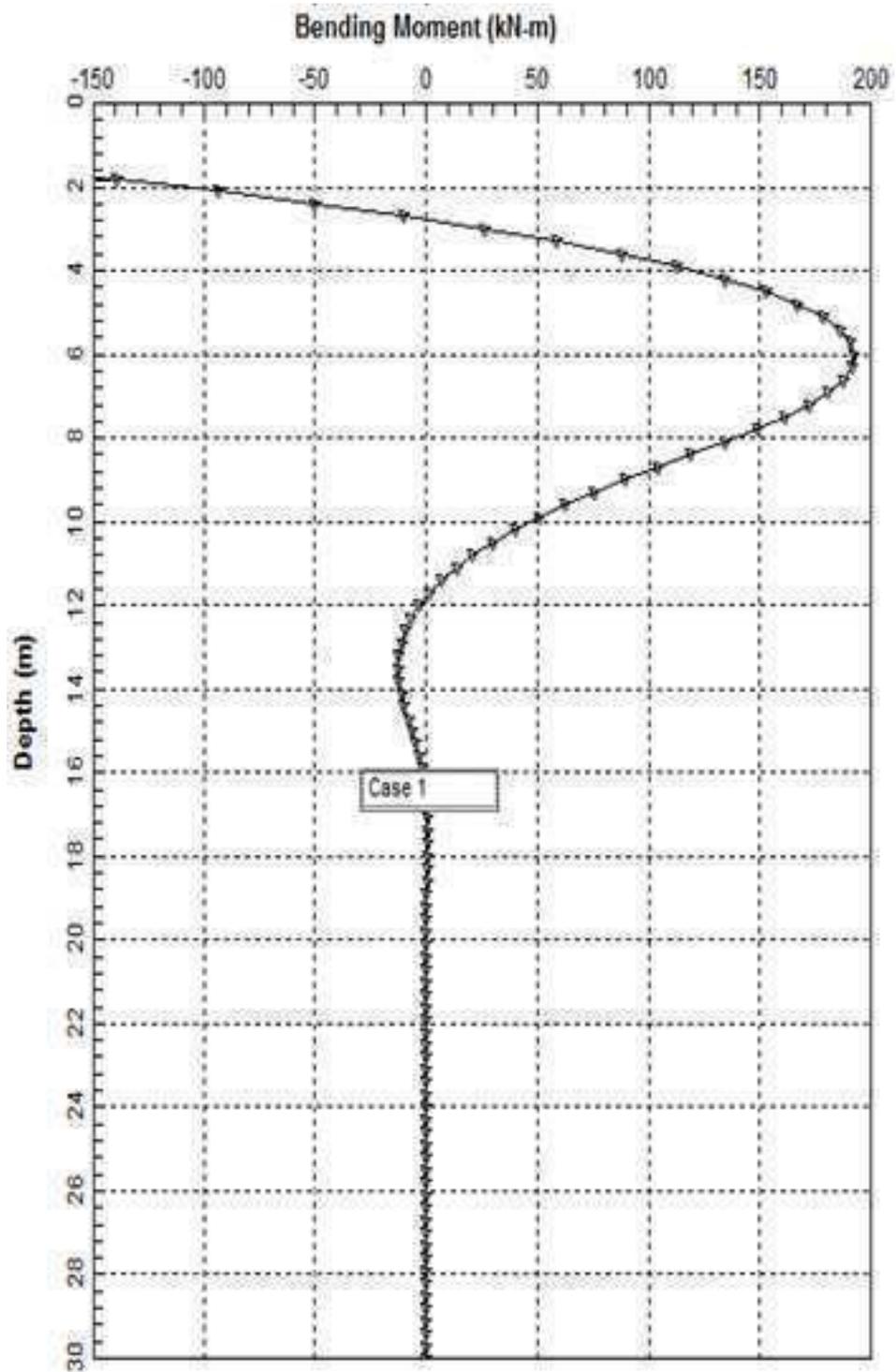


FIG. 7- Gráfico Profundidad vs momento flector elaborado en base a parámetros de esta investigación

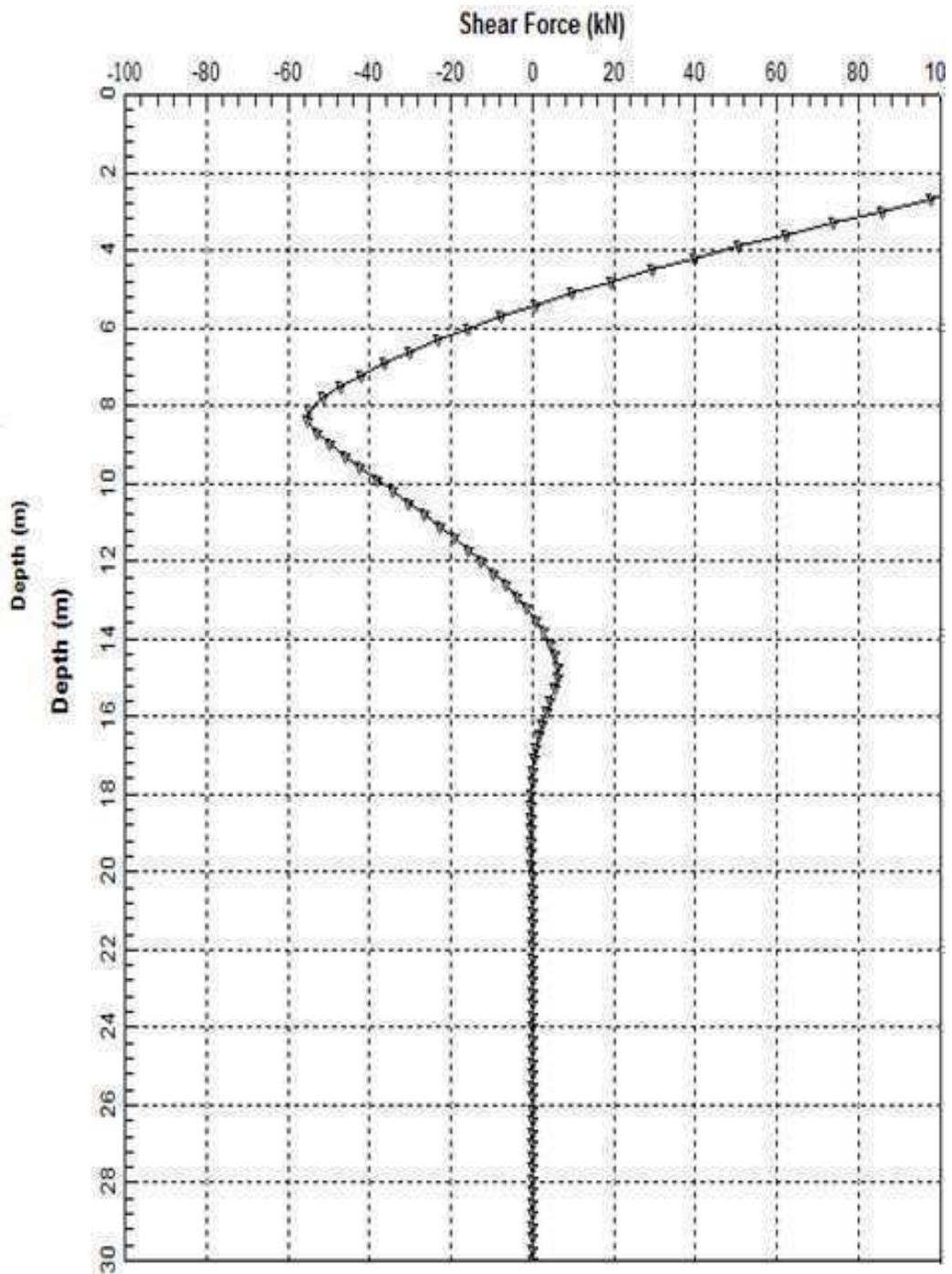


FIG. 8- Gráfico Profundidad vs fuerza cortante elaborado en base a parámetros de esta investigación

De estos gráficos se utilizan los valores máximos de momento flector y fuerza cortante para una profundidad de 15 +/- 3 metros (12 – 18 m), ya que condiciones asociadas con falta de uniformidad en los suelos, pueden resultar en conexiones enterradas a una distancia un poco mayor o menor

que la proyectada (mitad de la longitud total del pilote). Los valores máximos obtenidos dentro de este rango son:

V_u (en conexión) = 18 kN = 1.83 Ton

M_u (en conexión) = 35 kN-m = 3.57Ton-m

Estos valores son bastante pequeños, con lo que se demuestra que el diseño de las conexiones no es gobernado por las cargas sísmicas de servicio, sino por las cargas críticas producidas durante la hincada de los pilotes.

Los valores de momentos producidos por una excentricidad en la hincada son mucho mayores que los producidos por acción sísmica, (M_u hincada > M_u sismo), por lo que se concluye que las cargas sísmicas no gobernarían el mecanismo de falla de las conexiones de pilotes.

Cargas laterales y momentos flectores actuantes en la conexión son mucho menores que la resistencia provista por el hormigón armado, y por ende de las conexiones (que poseen resistencias mayores como se comprobará en un capítulo posterior), por lo que se considera a priori que todas las conexiones de tramos de pilotes son sísmicamente seguras.

5. TIPOS DE CONEXIONES DE PILOTES UTILIZADAS CON MAYOR FRECUENCIA EN EL ECUADOR

5.1 General

Las conexiones de tramos de pilote más utilizadas en Guayaquil y en el Ecuador son las conexiones de pasadores de corte y las soldadas; se asume que por diversas razones tales como: disponibilidad de materiales en el país, facilidad de construcción, costumbre y resultados satisfactorios.

Las distintas conexiones disponibles en el mercado, tienen mecanismos de trabajo y un tipo de falla crítica diferente, este último puede ser dúctil o frágil debido a la resistencia proporcionada por los distintos materiales componentes de éstas.

Las propiedades de los materiales y dimensiones de estas conexiones son claramente identificadas y continuación se procederá a realizar la evaluación de cuatro tipos de conexiones de pilotes existentes y una nueva alternativa, identificándose las variaciones que cada una pueda tener en su comportamiento mecánico.

5.2 Conexión de Pasadores de corte (Dowel bar).

Este tipo de conexión es muy aceptada en el país debido a su facilidad de instalación debido a que solo emplea el cuerpo del pilote de hormigón y varillas de acero de refuerzo adicionales en forma de pasadores de corte (Dowel bars).

Las barras de acero de-refuerzo ($F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) trabajan embebidas dentro del cuerpo de pilote de hormigón de un lado y adheridos del otro con un material ligante de tipo epóxico, colocado dentro de agujeros previamente fabricados (Ver FIG 11).

Perfil: Conexión de pasadores

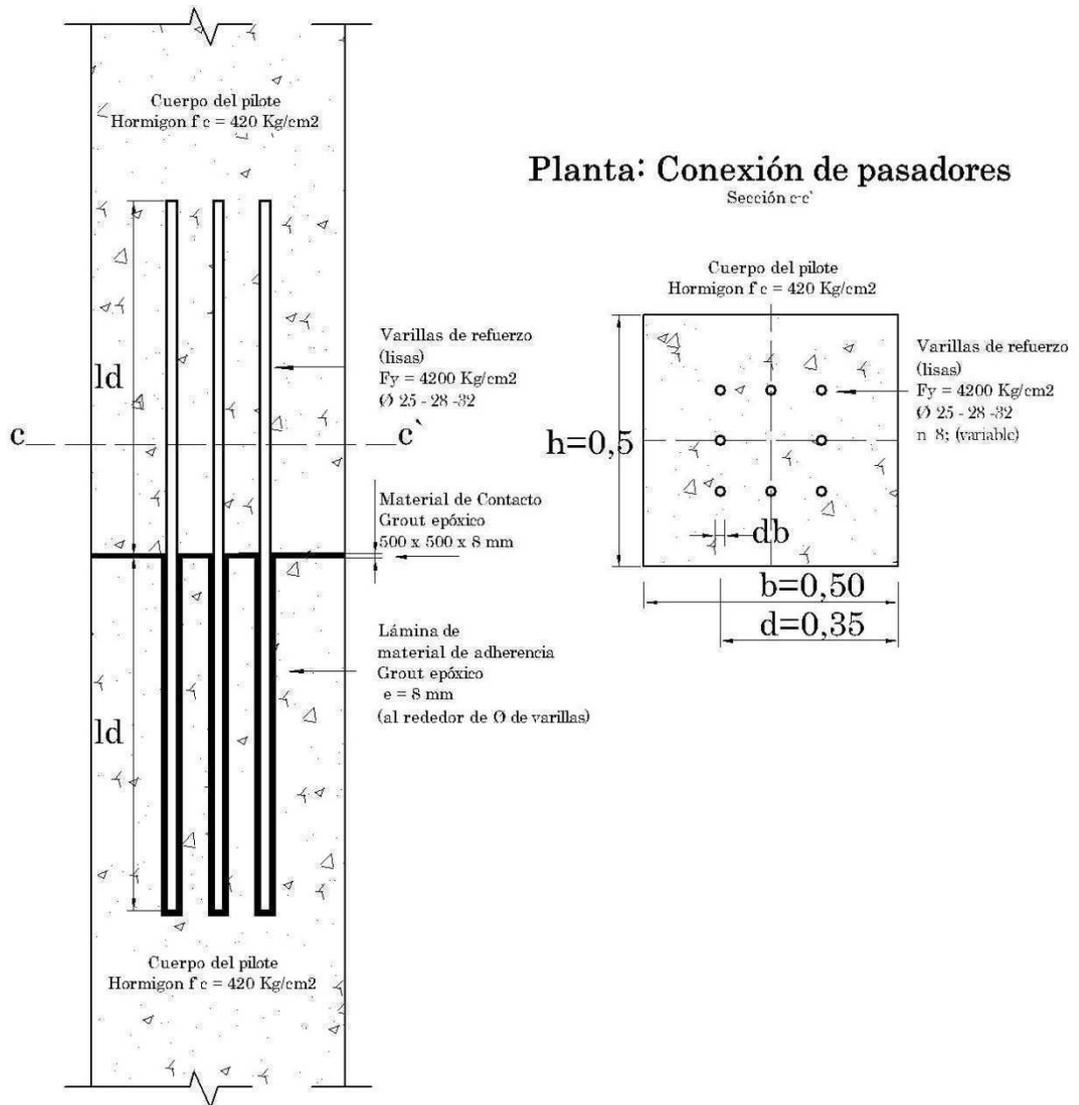


FIG. 9- Descripción de conexión de pasadores de corte (Planta y Perfil)

Las conexiones de pasadores de corte varían en función del número de barras de refuerzo, posición y diámetro, dependiendo de las resistencias que se quieran alcanzar para cumplir con los requerimientos de diseño.

El área de acero de refuerzo longitudinal para este tipo de conexiones es mayor que para las secciones adyacentes, debido a que según los requerimientos del manual de diseño del *ACI 1018-2008* deben resistir para que la conexión no falle por anclaje un esfuerzo de fluencia de $1.25 f_y$.

Adicionalmente, el área de acero longitudinal de la conexión es mayor ya que en su sección crítica no posee refuerzo transversal (estribos); razón por la que el mecanismo de trabajo de esta conexión se basa en la teoría de corte por fricción (citado capítulo 11, Sección 11.6 del *ACI 318-11*), que considera la transmisión de cortante provisto a través de un plano dado, tal como una superficie de contacto con fricción entre 2 materiales conectados en forma no monolítica.

Se cita a continuación la ecuación de resistencia a cortante por fricción (11-25) del *ACI 318*:

$$\phi V_n = A_{vf} f_y \mu, \text{ en donde:}$$

A_v = Área de acero de refuerzo en la sección transversal

F_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$\Phi = 0.65$; factor de seguridad para cortante.

$\mu = 0.6$; factor de fricción, donde λ es igual a 1 debido a ser hormigón no alivianado.

Para tener un comportamiento ideal de la conexión, es decir alcanzar las resistencias deseadas para cada mecanismo resistente, el refuerzo de acero debe estar correctamente anclado de acuerdo al concepto de longitud de desarrollo también mencionado en *ACI 318*; de esta forma también se conoce la longitud mínima que debe estar embebida el acero longitudinal a emplearse. La ecuación de longitud de desarrollo (12-25) del *ACI (2008)* es:

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b ; \text{ Donde:}$$

$\Psi_e = 1$; factor de revestimiento caso epóxico

$\Psi_t = 1$; factor de ubicación de refuerzo caso no superior

$\Psi_s = 1$; factor de diámetro de barras caso 22 mm

$(c_b + K_{tr}) / d_b = 2.5$ factor de confinamiento caso excelente
confinamiento no debe ser mayor a 2.5

$\lambda = 1$; factor de hormigón alivianado caso no alivianado

La resistencia de las conexiones de pasadores de corte al momento flector y carga axial, se calculará como un elemento de hormigón armado sometido a flexo-compresión (columna).

Las ecuaciones para este caso son:

$$\phi P_n = 0.8 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi M_u = \phi [A_{st}(\text{traccion}) * f_y * jd]$$

5.2.1 Evaluación estructural

Se evaluó la capacidad de estas conexiones de acuerdo a los criterios mencionados anteriormente para diferentes variaciones típicas en número de varillas en combinación con diámetros diferentes; siendo el número mínimo de varillas de 4, según ACI-318. Los diámetros a evaluar serán 25, 28 y 32 mm y el número de varillas 4, 6 y 8.

Se evaluarán solo variaciones en el área del acero de refuerzo longitudinal, ya que es algo que ocurre en este tipo de conexiones. Otra variación posible para los distintos diseños es el tipo de hormigón y geometría del pilote. En esta investigación, al estar definido el modelo estructural, no se considerará variaciones de geometría y resistencia de la sección de hormigón.

Las longitudes de desarrollo calculadas para cada diámetro de varillas son:

Para varillas de 25 mm: 70cm

Para varillas de 28 mm: 79 cm

Para varillas de 32 mm: 90 cm

Las resistencias provistas (ΦP_n , ΦM_n y ΦV_n) obtenidas para conexiones de pasadores de corte para pilotes cuadrados de hormigón de 50 cms de ancho, con refuerzo longitudinal de acuerdo a las variaciones preestablecidas son:

Numero de Varillas	Varilla #	A Var (cm ²)	Total Ast (cm ²)	Traccion Ast (cm ²)	P _n (Ton)	ΦP_n (Ton)	M _n (ton·m)	ΦM_n (ton·m)
4	25	4.91	19.63	9.82	967.96	503.34	14.43	12.99
	28	6.16	24.63	12.32	987.15	513.32	18.10	16.29
	32	8.04	32.17	16.08	1016.13	528.39	23.64	21.28
6	25	4.91	29.45	14.73	1005.69	522.96	21.65	19.48
	28	6.16	36.95	18.47	1034.48	537.93	27.15	24.44
	32	8.04	48.25	24.13	1077.94	560.53	35.47	31.92
8	25	4.91	39.27	19.63	1043.41	542.58	28.86	25.98
	28	6.16	49.26	24.63	1081.81	562.54	36.21	32.59
	32	8.04	64.34	32.17	1139.76	592.67	47.29	42.56

TABLA 5- Resumen de resistencias de conexiones típicas de pasadores de corte (Dowel Bars) en base a parámetros de esta investigación

La memoria de cálculo de los valores de la tabla se encuentra en Anexo 4 *Evaluación estructural de conexiones de pasadores de corte.*

Cabe recalcar que las conexiones de pasadores de corte resisten los momentos, cortantes de origen sísmico y cargas axiales esperados durante la etapa de servicio de la estructura. Sin embargo, esta conexión es débil frente a la aplicación de la Carga Axial Máxima Probable aplicada con excentricidad durante la hincada de los pilotes.

Esta conexión no proporciona resistencia a las excentricidades de hincada del 0.5% y 1% estipuladas en capítulo 3.5.

Se estima que en su combinación máxima de 8 varillas de 32mm aproximadamente resiste excentricidades de 0.35%, por lo que es recomendable seguir un control riguroso de excentricidad que pueda producirse durante la hincada de pilotes con características similares a las descritas en esta investigación con el fin de alcanzar integridad de la conexión.

5.3 Conexiones Soldadas

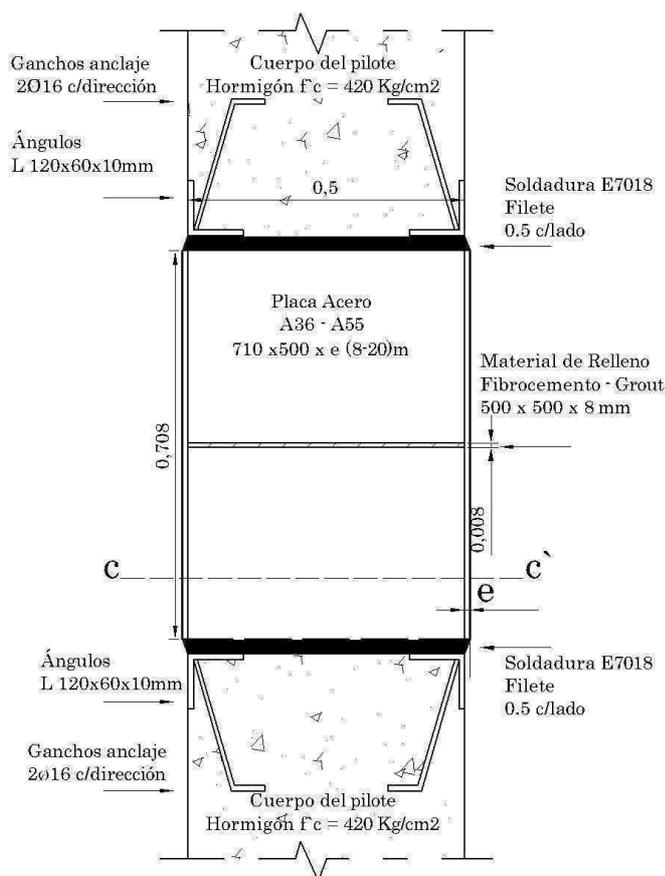
Este tipo de conexión es más usada en nuestro país que las conexiones de pasadores de corte, aunque su costo es mayor (como se demostrará en un capítulo posterior de análisis económico en esta investigación). Son populares por su robustez y fiabilidad, debido a que su integridad se mantiene durante la hinca. Adicionalmente esta conexión provee resistencias a carga axial y momento mayores que las conexiones de pasadores de corte Dowel Bar y son resistentes a condiciones de hinca con excentricidades altas.

Está formada por placas esbeltas rectangulares unidas entre sí en forma tubular mediante soldadura de penetración completa; estas placas encamisán exteriormente los extremos de los 2 tramos del pilote que se van a unir y se conectan, mediante soldadura de filete, a ángulos de acero anclados en el cuerpo del pilote de hormigón en cada uno de sus lados.

En la sección transversal central de esta conexión, en donde se realiza la unión interna de los 2 tramos de pilotes prefabricados, dentro de las placas, existe un espacio de separación el cual debe ser rellenado con material de junta. Para establecer la variabilidad de este material se identificarán 2 casos: junta monolítica y material de sacrificio; en el primer caso se empleará un material epóxico de alta resistencia con propiedades estructurales similares al hormigón del cuerpo del pilote, mientras que en el segundo se empleará material de baja resistencia usado solo como relleno de amortiguación.

Existe mucha variabilidad en el diseño de los elementos de acero que conforman esta conexión, la misma que debería estar en función de requerimientos de diseño específicos. En esta investigación se analizará la resistencia provista para cada variación típica y el mecanismo general de trabajo para poder definir un diseño que cumpla con la carga máxima probable estática, dinámica, sísmica adoptada y que se considere más factible económicamente.

Perfil: Conexión Soldada



Planta: Conexión Soldada



FIG. 10- Descripción de conexión soldada (planta y perfil)

En el Ecuador, los componentes, características y propiedades de materiales que se utilizan generalmente en esta conexión son:

Tipo de soldadura: Electrodo E7018 ($F_u=70\text{ksi}$) de filete y penetración completa;

Espesor de material de junta: 8mm;

Propiedades de Material de junta: Grout epóxico (caso junta monolítica) con módulo de elasticidad $E=290000\text{kg/cm}^2$ y $f'_c=420\text{kg/cm}^2$, fibro-cemento (caso junta con material de sacrificio) con módulo de elasticidad $E=44013\text{kg/cm}^2$ y $f'_c=200\text{kg/cm}^2$;

Tipo de acero de placas: ASTM A36 ($F_y=36\text{ksi}$), ASTM A572 gr 50 ($f_y=50\text{ksi}$);

Espesor de placas: Rango entre 8 a 20mm;

Altura total de sección de placas tubular: 708 mm (350mm cada tramo de pilote prefabricado más 8mm de material de junta);

Ancho total de sección de placas tubular: 500mm (ancho de sección transversal del pilote definido para esta investigación)

Ángulos estructurales: perfil L 120 x 60 x 10 mm $F_y=50\text{ksi}$;

Ganchos de anclaje: $2\Phi 16\text{mm}$ en cada dirección

5.3.1 Evaluación estructural.

La evaluación de esta conexión se llevara a cabo mediante 2 etapas generales, la primera, evaluar la resistencia provista por este tipo de conexión de acuerdo a requerimientos de código de acero *American International Steel Construcción AISC*; la segunda, es el análisis de fuerzas actuantes directamente en el cuerpo de la sección tubular de placas de conexión únicamente. Para esto es necesario elaborar un modelo matemático con el software de análisis estructural *SAP 2000 v.16* (debido a la diversidad de materiales hormigón, acero de refuerzo, placas y soldadura), para que mediante un análisis de elementos finitos proporcione resultados aceptables.

La descripción general del método de análisis de elementos finitos en el software será citada en el *Curso de manejo del programa SAP, Humberto carrera*:

El análisis mediante elementos finitos en SAP 2000, básicamente es dividir el elemento en cuestión en partes pequeñas las cuales poseen las siguientes características:

Geometría: sistema de referencia.

Material: ley constitutiva.

Condiciones de frontera esenciales: apoyos.

Condiciones de fronteras naturales: cargas.

Luego de finalizadas las dos etapas para cada variante de la conexión, se comprobará las resistencias provistas con las cargas actuantes con el fin de evaluar perfiles satisfactorios y no satisfactorios

5.3.2 Resistencia provista por soldadura y placas tubulares de acero

Las conexiones soldadas tienen resistencias en función de sus materiales. El código de construcción de elementos de acero usado universalmente para la evaluación de acero es el manual *American Institute of Steel Construction (AISC), 13th edición, 2006*, del cual se seguirán las recomendaciones para definir la resistencia provista por cada variante de conexión y saber si un elemento es satisfactorio o no. Se empleará los requerimientos para conexiones soldadas y secciones de placas tubulares sometidas a flexo compresión.

Las ecuaciones citadas del código para obtener resistencias son las siguientes:

Para soldaduras transversales:

$$\text{Resistencia nominal de cordón de soldadura: } R_{nw} = t_e(0.9F_e) \quad \text{Eq.2.31a}$$

$$\text{Resistencia nominal del metal base: } R_{nw} = t(0.9f_u) \quad \text{Eq.2.31b}$$

$$\text{Resistencia de diseño: } \phi R_{nw} = 0.75R_{nw} \quad \text{Eq.2.32}$$

$$\text{Longitud mínima de soldadura: } L_{nw} = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} \quad \text{Eq.2.33}$$

Donde;

T_e = garganta efectiva de cordón de soldadura

t = pie de cordón de soldadura sobre el metal base

Dimensiones Mínimas de pie de soldadura:

TABLE J2.4 Minimum Size of Fillet Welds	
Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld, ^[a] in. (mm)
To 1/4 (6) inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)
<small>[a] Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used. Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.</small>	

TABLA 6- Dimensiones para soldaduras de filete tomado de Tabla J2.4 AISC 13th edition

Dimensiones Máximas de gargantas de soldadura:

$$t < 1/4" \rightarrow W_s \leq t$$

$$t \geq 1/4" \rightarrow W_s \leq t - 1/6"$$

Donde t es el espesor de placas y W_s es la longitud del pie de soldaduras

Para secciones tubulares sometidas a carga axial en combinación con momento:

Esfuerzo critico de pandeo elástico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Eq. 3-4}$$

Donde:

E= Modulo de elasticidad

$\frac{KL}{r}$ = Relacion de esbeltez

Esfuerzo crítico de pandeo flexionante:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad \text{Eq.3-2}$$

Donde:

Fy=esfuerzo de fluencia

Resistencia de diseño a carga axial:

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \quad \text{Eq. 3-1}$$

Donde:

ϕ_c = factor de seguridad para compresión, 0.9.

A_g = Área gruesa de la sección.

Resistencia para momento flector:

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z \quad \text{Eq. 7-1}$$

ϕ_b = Factor de seguridad para flexión, 0.9.

Z = Modulo plástico de la sección alrededor del eje de flexión.

Ecuación de interacción carga axial y momento flector resistente para miembros simétricos:

Si $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$ (Carga Axial grande):

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Eq.H1-1a}$$

Si $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$ (Carga Axial pequeña):

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Eq.H1-1b}$$

Dónde:

P_r = Carga axial factorada.

P_c = Resistencia de diseño a carga axial.

M_r = Resistencia requerida por flexión.

M_c = Resistencia de diseño por flexión.

x = Subíndice relacionado a flexión alrededor del eje más fuerte.

y= Subíndice relacionado a flexión alrededor del eje más débil.

Bajo este marco teórico se obtienen resultados de resistencia provista; estos se los muestra en la tabla siguiente, tabulados en función de espesor y tipo de acero en placas.

Resistencia a carga axial provista por cordones de soldadura para cada cara de pilote ($L=L_{nw}=0.5m$):

E (mm)	Te (mm)	ΦRnw (kips/pulg)	Tu	
			(kips)	(Ton)
8	6	11.93	234.82	106.74
10	7	15.65	308.06	140.03
12	8	19.37	381.29	173.32
15	11	24.95	491.15	223.25
18	13	30.53	601.01	273.18
20	14	34.25	674.24	306.47

TABLA 7- Resumen de resistencias obtenidas en cordones de soldadura de filete

Resistencia a carga axial y momento flector provista por tubular de placas de acero:

ASTM	e (mm)	ΦcPn (kips)	ΦbMnx (kips-pie)	ΦcPn (ton)	ΦbMnx (ton-m)
A36	8	815.87	510.28	370.85	70.58
	10	1023.86	642.91	465.39	88.92
	12	1233.46	777.60	560.66	107.55
	15	1550.87	983.52	704.94	136.03
	18	1871.90	1194.15	850.86	165.17
	20	2087.93	1337.23	949.06	184.96
A572gr50	8	1132.89	708.72	514.95	98.02
	10	1421.69	892.93	646.22	123.50
	12	1712.73	1080.00	778.52	149.38
	15	2153.48	1366.00	978.86	188.93
	18	2599.26	1658.55	1181.48	229.40
	20	2899.24	1857.26	1317.84	256.88

TABLA 8- Resumen de resistencias obtenidas en secciones de placas tubulares de acero

La memoria de cálculo de estos resultados se encuentra en Anexo 6 *Cálculo de resistencia del cordón de soldadura* y Anexo 8 *Diseño de placas de conexión soldada*.

Conocidas las resistencias provistas, se procederá a identificar las cargas actuantes en la conexión.

5.3.3 Modelo matemático de conexión soldada.

La elaboración del modelo matemático en el software de análisis estructural SAP 2000 v.16, se realizara mediante el ingreso de cada elemento según su geometría en la pantalla de CAD. Se tomaran las siguientes consideraciones:

- Se elaborará exclusivamente la conexión integra con una longitud de pilote a partir de su eje central de 1.05m para cada tramo. Esta será analizada como cuerpo libre en equilibrio.

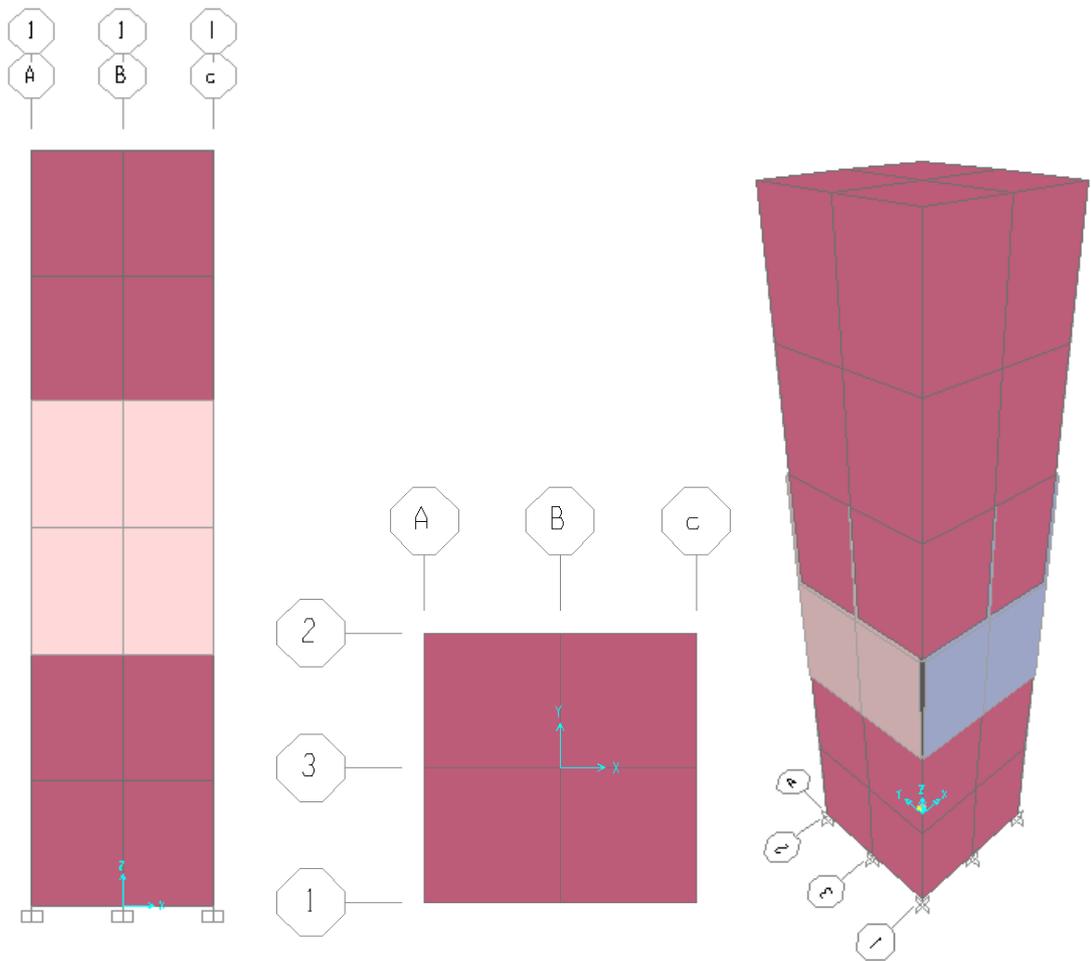


FIG. 11- Vista en planta, perfil e isométrica de modelo matemático de conexión soldada en software SAP2000

- Se asignará restricción de 6 grados de libertad en la sección de cuerpo de pilote de hormigón extrema inferior ($z=0$).

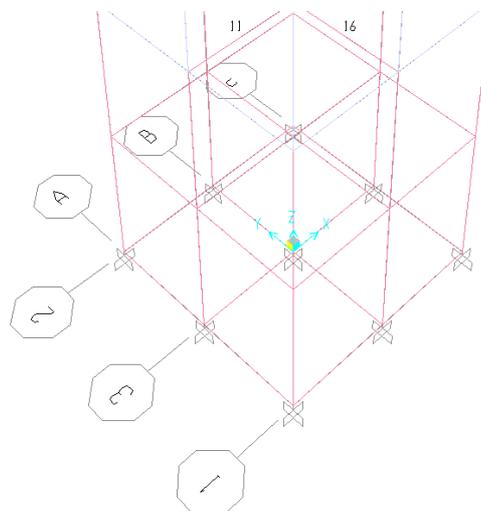


FIG. 12- Restricción de nodos en la sección inferior de modelo matemático de conexión soldada elaborado en software SAP2000

- Se asignará restricción de diafragma en la sección de cuerpo de pilote de hormigón extrema superior ($z=2.108$).

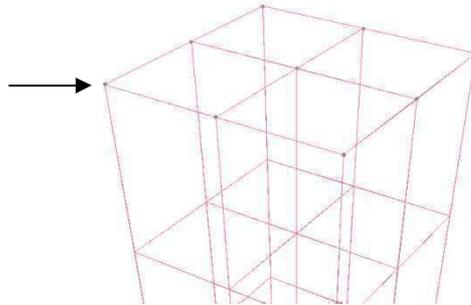


FIG.13- Restricción de diafragma en nodos de parte superior de conexión en modelo matemático en software SAP2000

- Se generará la unión entre la conexión y el cuerpo de pilote solo mediante la sección transversal extrema de la parte superior e inferior de las placas de acero con nodos en esta misma posición, en el cuerpo del pilote de hormigón para caracterizar la unión mediante el cordón de soldadura (50cm c/lado) con los ganchos embebidos en el cuerpo del pilote. Se comprobará mediante análisis de conectividad.

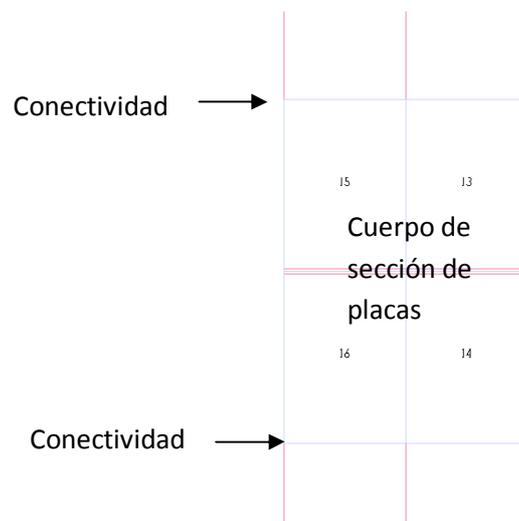


FIG. 14- Esquema de conectividad de placas de acero – pilote de hormigón tomado de modelo matemático elaborado en software SAP2000

- Se ingresará la carga en la sección extrema superior ($z=2.108$) de tipo point load para cada nodo, mediante la opción *Joint load assignment* y que integrándola en total sea igual a la carga de diseño, con una excentricidad estáticamente equivalente a 0,5% y 1% en la longitud del tramo superior del pilote (7,5 y 15 cm en 15m).

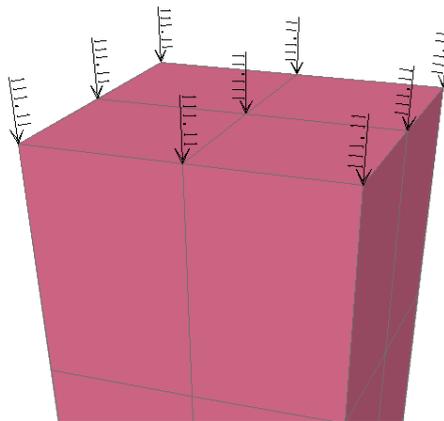


FIG. 15- Esquema de aplicación de cargas axiales en nodos superiores en modelo matemático de conexión soldada elaborado en software SAP2000

- Los tipos de elementos que se emplearán en el proceso de creación de elementos son:
 - Para el cuerpo de pilote de hormigón reforzado se considerará elementos tipo *Solid*, que son elementos volumétricos en 3 dimensiones que consideran deformaciones en todas sus aristas, con 6 grados de libertad. Las dimensiones del elemento, previo a la división en elementos finitos, son 0.5x0.5x1.05 m y las propiedades de material son las preestablecidas por el software para hormigón de 420 kg/cm² (tipo *Concrete 6000psi*).
 - Para el material de junta también se utilizarán elementos tipo *Solid* con 0.5x0.5x0.008 m y las siguientes propiedades asignadas:

- Para Grout epóxico (Caso junta monolítica): Propiedades preestablecidas para hormigón de 420kg/cm² (Concrete 6000Psi).
- Para fibro-cemento (Caso junta con material de sacrificio): Módulo de elasticidad (E):44.013 kg/cm², resistencia al cortante: 83 kg/cm², resistencia a compresión: 271 kg/cm².
- Para las placas de conexión se utilizarán elementos tipo *Shell* que son elementos -Área, es decir, que trabajan en un plano; y a su vez son de tipo *Thick*, es decir, que no tienen restricciones para deformarse o en su plano o fuera de él y poseen 6 grados de libertad. Las propiedades del materiales son las preestablecidas para acero estructural *ASTM A36* y *ASTM572 grade50*.

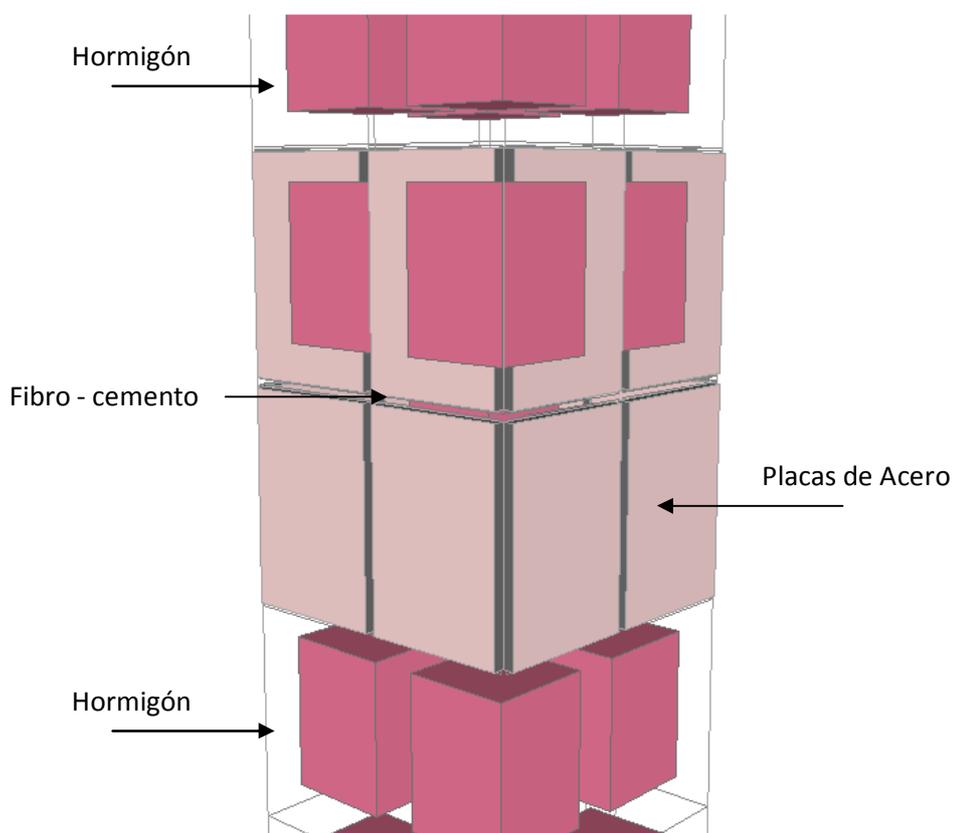


FIG. 16- Vista en 3D de elementos de diferentes materiales (separados) en conexión tomada de modelo matemático de conexión soldada en software SAP2000

- Para la evaluación de fuerzas en la conexión como unidad se integraran todos los elementos finitos que compartan el mismo plano mediante la opción *Groups* y para la obtención de resultados se utilizará *Section cuts* en los grupos preestablecidos.
- Se obtendrán resultados independientes para distintos espesores de placas (8, 10, 12, 15 y 20mm)
- Se obtendrán resultados independientes para distintos tipos de acero de placas (ASTM A36 y ASTM A572gr50)
- Se obtendrán resultados independientes para los dos casos de material de relleno de junta, y adicionalmente para el caso de material de relleno de sacrificio pulverizado, que es un caso posible en el que disminuye el módulo de elasticidad (se estima 10%) y la resistencia a compresión.

5.3.4 Resultados del análisis:

5.3.4.1 Porcentaje de fuerza actuante en la conexión

La sección tubular de placas, de acuerdo al análisis realizado en el modelo matemático, toma un porcentaje variable de la fuerza axial que fluye por el fuste del pilote. Este porcentaje varía dependiendo del espesor de las placas y esto ocurre debido a que la rigidez axial de la sección se incrementa proporcionalmente con su espesor. Dado que esta variación en el porcentaje de fuerza que fluye por el encamisado es una función exclusiva de la rigidez axial de los materiales de la conexión, se identificó que en diferentes tipos de acero, este porcentaje no varía, así como para las diferentes excentricidades aplicadas (no obstante, cuando hay excentricidades en la carga axial, se generan concentraciones de esfuerzos internas en la conexión que reducen la capacidad de carga axial de la conexión).

Los resultados de los análisis se muestran gráficamente en la figura siguiente; como resultado de los valores tabulados en Anexo 5 *Porcentaje de fuerza actuante en placas de conexión soldada*.

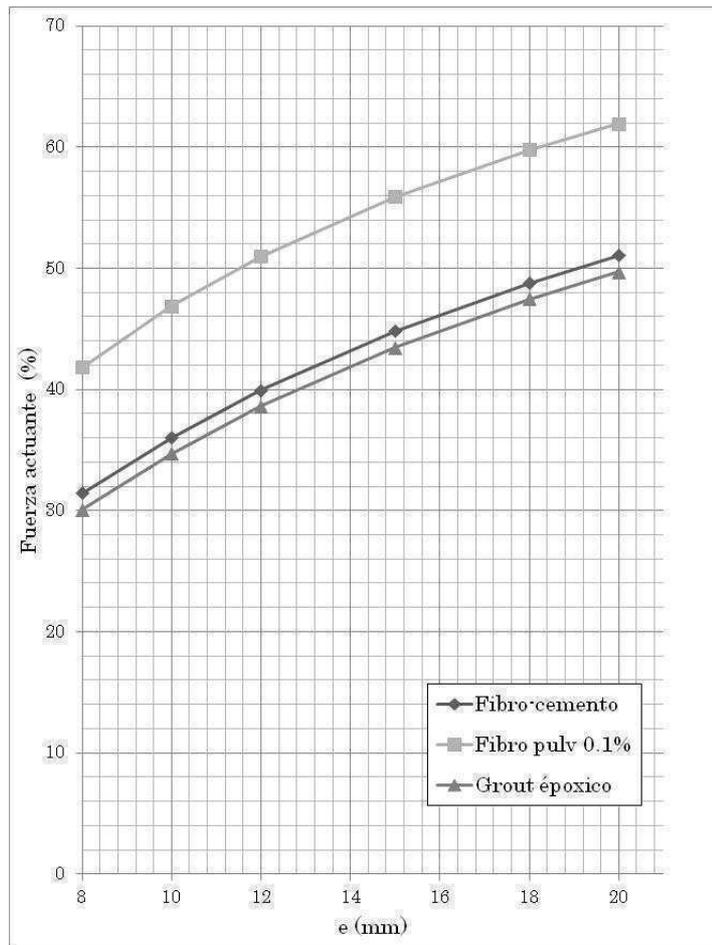


FIG. 17- Gráfico porcentaje de carga axial actuante vs. Espesor de placas en base a análisis de resultados de modelo matemático de conexión soldada en software SAP2000

De lo anterior se deduce también que la fuerza que viaja por el cuerpo del pilote es mayor en juntas monolíticas (grout), lo cual disminuye la carga que toma el encamisado de acero. Esta observación es importante ya que el uso de conexiones rellenas con grout, permite diseñar encamisados de acero más livianos y económicos tanto en este tipo de conexión como en otras con comportamiento mecánico similar (ver conexión alternativa propuesta en un capítulo posterior).

5.3.4.2 Evaluación y control de esfuerzos en cordón de soldadura

En conexiones con carga axial concéntrica, la distribución de esfuerzos es igual en los cuatro costados de la conexión, lo que hace que todos los cordones de soldadura horizontal de filete y vertical de penetración

completa, trabajen con esfuerzos uniformes. Con la presencia de una excentricidad en las cargas, el momento flector actuante en la sección del pilote que atraviesa la conexión, hace que la distribución de esfuerzos en los cordones de soldadura horizontal y vertical, no sea uniforme. Cuando se aplica una carga axial excéntrica, la placa más cercana a la posición de la carga, incrementa sus esfuerzos en forma proporcional al incremento de la excentricidad aplicada, y el filete de soldadura de aquel costado alcanzará más temprano que los demás, el límite de su resistencia.

El procedimiento que se utilizó para elaborar los análisis de carga con o sin excentricidad, es aplicar la Carga Axial Máxima Probable a la conexión e identificar la Carga Axial de Compresión Máxima "P" sobre la placa más crítica de la sección tubular del encamisado.

Se tabularon los resultados de la Carga Axial de Compresión Máxima "P" en placas medida en Ton. Esto se realizó paramétricamente para la variación incremental del espesor de placas y del porcentaje de la excentricidad de la carga aplicada.

Estos resultados son mostrados en la tabla siguiente y son gráficamente expresados y comparados con la resistencia provista de la sección soldadura en cada placa en FIG 18, resultados numéricos tabulados se encuentran en *Anexo 7 Relación de fuerza actuante y resistencia provista en elemento soldadura en conexión de placas soldadas con excentricidad.*

CASO EPOXICO				
t (mm)	E %	Carga Axial de Compresión Máxima "P",L=0.50 (ton)	Resistencia de Sold L=0.5 (ton)	Relacion carga/resistencia
8	0	75.31	106.74	0.71
10		96.56	173.32	0.56
15		108.74	223.25	0.49
18		118.67	273.18	0.43
20		124.36	306.47	0.41
8	0.5	127.96	106.74	1.20
12		160.60	173.32	0.93
15		178.79	223.25	0.80
18		193.37	273.18	0.71
20		201.64	306.47	0.66
8	1	183.97	106.74	1.72
12		228.74	173.32	1.32
15		253.32	223.25	1.13
18		272.85	273.18	1.00
20		283.87	306.47	0.93
CASO FIBRO CEMENTO				
t (mm)	E %	Carga Axial de Compresión Máxima "P",L=0.50 (ton)	Resistencia de Sold L=0.5 (ton)	Relacion carga/resistencia
8		78.63	106.74	0.74
10		99.89	173.32	0.58
15		112.06	223.25	0.50
18		122.01	273.18	0.45
20	0	127.70	306.47	0.42
8		133.61	106.74	1.25
12		166.13	173.32	0.96
15		184.26	223.25	0.83
18		198.83	273.18	0.73
20	0.5	207.06	306.47	0.68
8		192.09	106.74	1.80
12		236.61	173.32	1.37
15		261.07	223.25	1.17
18		280.56	273.18	1.03
20	1	291.49	306.47	0.95
CASO FIBROCEMENTO PULVERIZADO				
t (mm)	E %	Carga Axial de Compresión Máxima "P",L=0.50 (ton)	Resistencia de Sold L=0.5 (ton)	Relacion carga/resistencia
8	0	104.61	106.74	0.98
10		127.50	173.32	0.74
15		139.82	223.25	0.63
18		149.49	273.18	0.55
20		154.86	306.47	0.51
8	0.5	158.79	106.74	1.49
12		200.23	173.32	1.16
15		223.47	223.25	1.00
18		242.19	273.18	0.89
20		252.83	306.47	0.82
8	1	255.54	106.74	2.39
12		302.04	173.32	1.74
15		325.74	223.25	1.46
18		343.73	273.18	1.26
20		353.48	306.47	1.15

TABLA 9- Resultados de Carga Axial de Compresión Máxima "P" en placa crítica de sección tubular en conexión soldada, obtenidos del modelo matemático en Software SAP2000

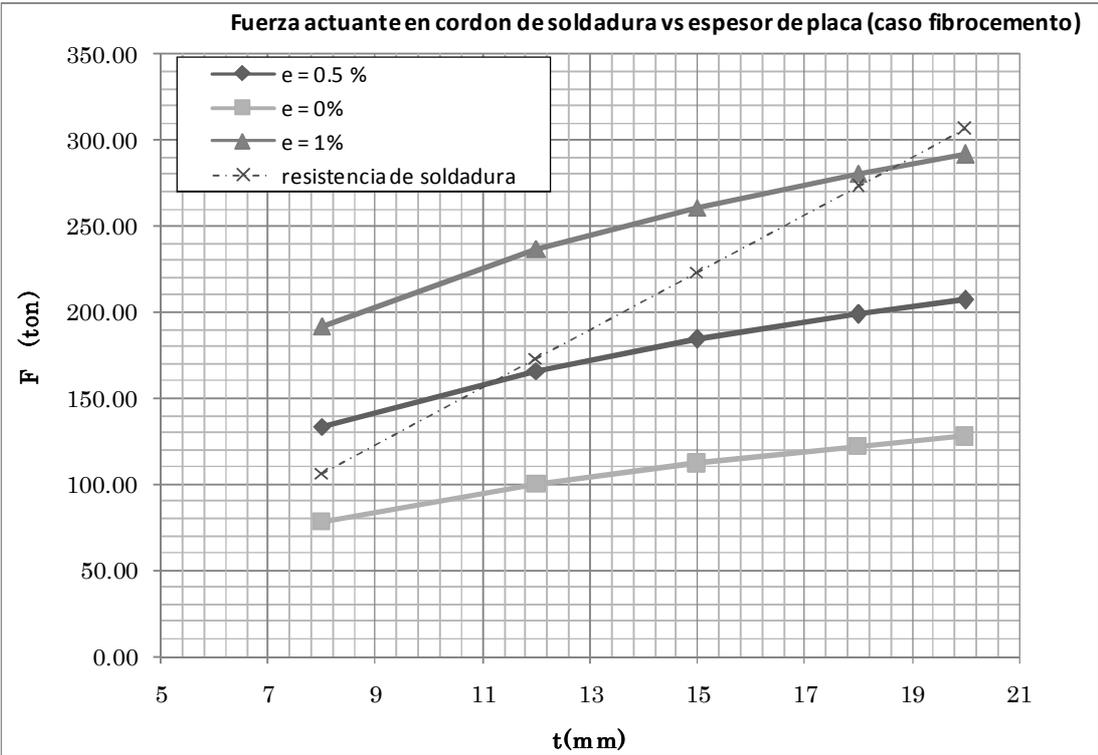
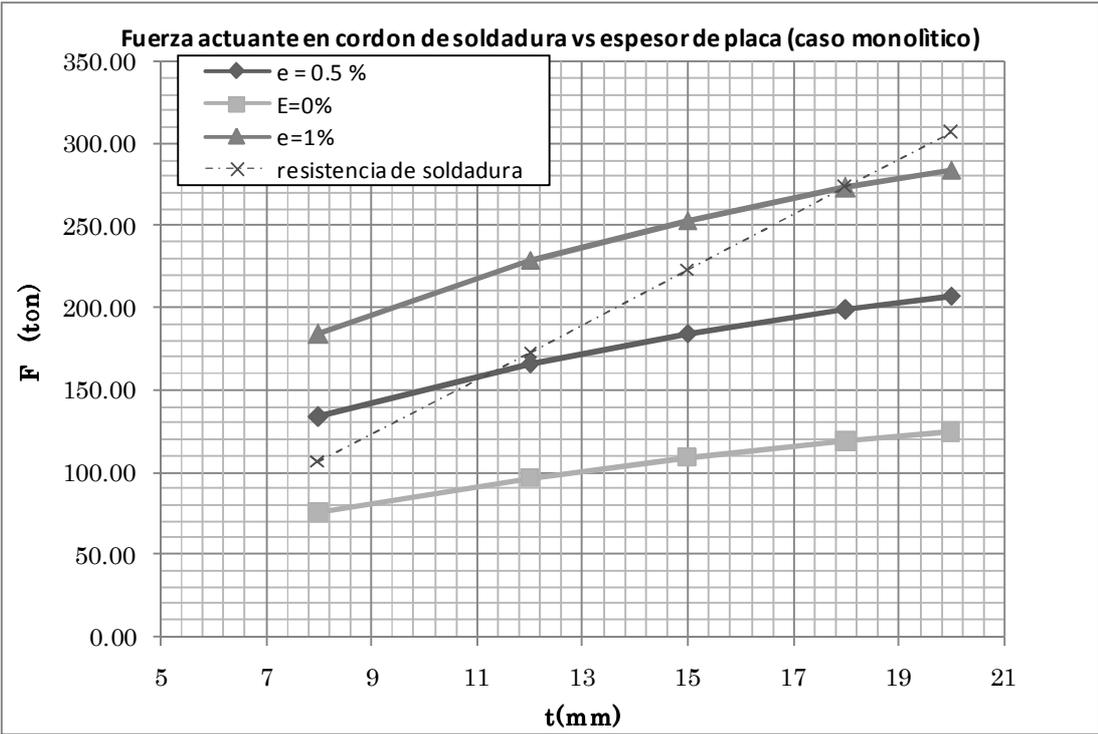


FIG. 18- Gráficos fuerza actuante vs espesor de placa con excentricidades y tipos de material de relleno variados, obtenidos del modelo matemático de conexión soldada en Software SAP2000

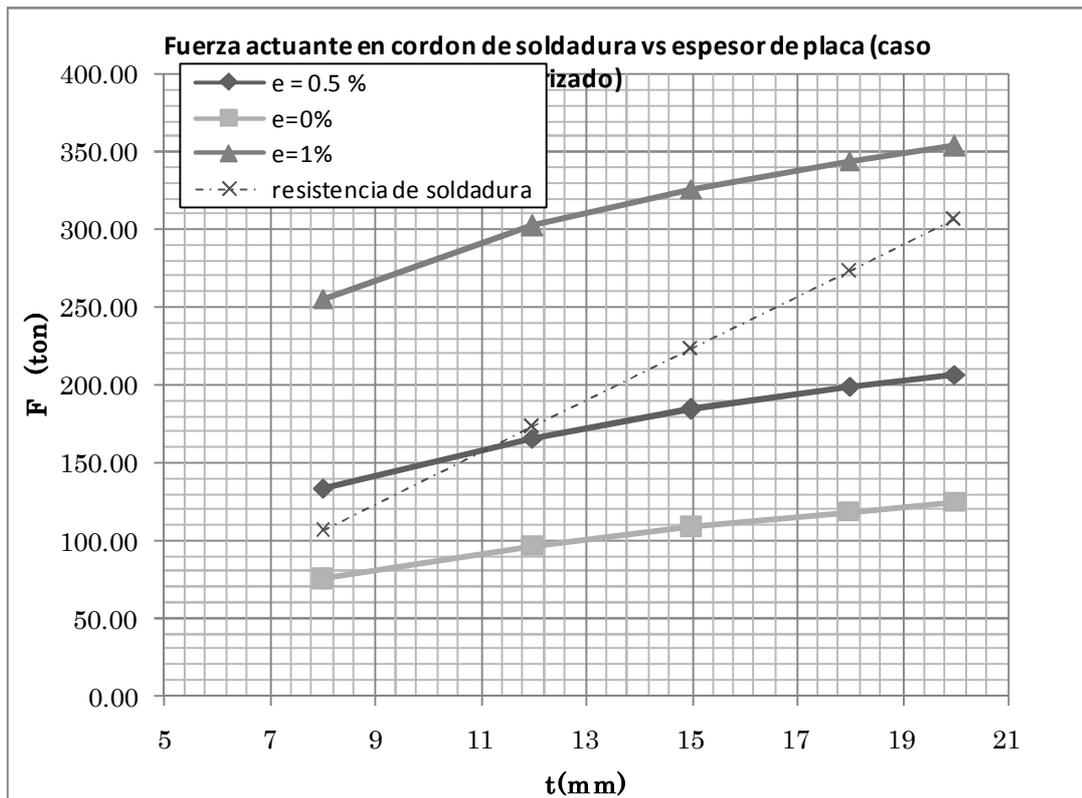


FIG. 18- Gráficos fuerza actuante vs espesor de placa con excentricidades y tipos de material de relleno variados, obtenidos del modelo matemático de conexión soldada en Software SAP2000

De la FIG 18 se puede deducir que a una mayor excentricidad es mayor la Carga Axial de Compresión Máxima “P” sobre la placa. También, que las combinaciones de espesor de placa y excentricidad que se encuentran debajo de la curva de resistencia de soldadura están dentro del rango de esfuerzos elásticos admisibles (no fallan por rotura).

Dado que con el incremento del espesor de las placas, por el incremento de su rigidez, incrementa también las fuerzas que portan las placas, no es eficiente y económico usar placas con espesor mayor a 18mm.

Adicionalmente, si se controla la excentricidad durante la hinca por debajo del 0,5 %; sería posible usar placas de hasta 12 mm de espesor como mínimo. Dado que no es práctico suponer que la ejecución de la hinca se realice con excentricidad 0%, no sería admisible el uso de placas de espesor menor a 10 mm para el caso de conexiones con junta interior rellena de Grout. Para excentricidades de 1% se recomienda el uso de placas de 18mm.

El uso del fibrocemento como material de relleno está limitado a que si ocurre el desprendimiento del material durante la hinca, las placas estarán sometidas a cargas mayores, las que para poder ser soportadas requieren placas con espesor mas grande.

5.3.4.3 Evaluación de placas sometidas a carga axial y momento flector.

Como se indicó previamente, la resistencia de placas de acero se evaluará mediante fórmulas de comprobación de diseño del AISC. En esta sección se conocerá la segunda variable de estas ecuaciones; es decir, la carga axial de compresión P_r (fuerza total actuante en la conexión) y los momentos totales en la conexión M_u .

Cabe indicar que se identificara carga y momentos mediante la opción Section Cuts para 0.5 y 1% de excentricidad solo para la conexión (es decir solo para placas de acero) separados de cuerpo de hormigón del pilote.

e mm	P_r (ton)	P_r (kips)
8	314.54	691.98
10	360.50	793.11
12	399.54	879.00
15	448.25	986.14
18	488.06	1073.73
20	510.81	1123.78

TABLA 10- Cargas axiales actuantes en cuerpo de conexión para diferentes espesores de placas en conexión soldada, obtenidos del modelo matemático de conexión soldada en Software SAP2000

e (m)	Mu(ton-m)		
	PLACAS	HORMIGON	TOTAL
Caso Epoxico			
Excentricidad del 0.5%			
20	49.67	17.83	67.50
18	44.64	22.86	67.50
15	41.92	25.58	67.50
12	39.15	28.35	67.50
10	35.10	32.40	67.50
8	31.45	36.05	67.50
Excentricidad del 1%			
20	99.33	76.76	135.00
18	89.28	69.99	135.00
15	74.23	56.70	135.00
12	78.30	60.77	135.00
10	65.01	45.72	135.00
8	58.24	35.67	135.00
Caso Fibro cemento			
Excentricidad del 0.5%			
20	51.00	16.50	67.50
18	45.90	21.60	67.50
15	43.20	24.30	67.50
12	40.50	27.00	67.50
10	36.45	31.05	67.50
Excentricidad del 1%			
20	102.00	33.00	135.00
18	91.80	43.20	135.00
15	76.50	58.50	135.00
12	81.00	54.00	135.00
10	67.50	67.50	135.00
Caso Fibro cemento pulverizado			
Excentricidad del 0.5%			
20	61.85	5.65	67.50
18	56.23	11.27	67.50
15	53.90	13.60	67.50
12	51.70	15.80	67.50
10	47.41	20.09	67.50
8	43.68	23.82	67.50
Excentricidad del 1%			
20	123.69	11.31	135.00
18	112.47	22.53	135.00
15	95.45	39.55	135.00
12	103.40	31.60	135.00
10	87.79	47.21	135.00
8	80.90	54.10	135.00

TABLA 11- Momentos actuantes en cuerpo de conexión soldada para excentricidades de 0.5 y 1% obtenidos del modelo matemático en Software SAP2000

El mecanismo de falla que gobierna este tipo de elementos sometidos a flexo compresión es el de pandeo lateral, es decir el pandeo de las placas de la sección tubular debido a la acción de carga axial combinada con momento.

La sección tubular de placas de la conexión bajo carga axial sin excentricidad tiene una resistencia provista mayor a las cargas actuantes tanto con acero estructural tipo A36 como A572gr50 para todos los diferentes espesores de placas.

Para el análisis de resistencia a flexo compresión primero se relaciona la carga actuante con la resistencia provista para saber cuál ecuación de interacción se debe usar. Para este caso las cargas axiales (en todos los diferentes espesores de placas) son consideradas grandes ya que los resultados de Pr/Pc (fuerza actuante/Resistencia provista) son mayores que 0.2, como se indica en FIG 10 y por lo tanto se utilizara la ecuación H1-1a.

e mm	Pr/pc A36	Pr/pc A572
8	0.85	0.61
10	0.77	0.56
12	0.71	0.51
15	0.64	0.46
18	0.57	0.41
20	0.54	0.39

TABLA 12- Resistencia provista (Pc), fuerza actuante (Pr); relación Pr/Pc para diferentes espesores de placas y tipo de acero en conexión soldada. Pr obtenida del modelo matemático en Software SAP2000

Empleando la ecuación de interacción para elementos sometidos a carga axial y momento flector H1-1a tomada de AISC para que el perfil sea satisfactorio el resultado debe ser ≤ 1 .

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Se analizó los perfiles para diferentes tipos de acero y espesores aplicadas excentricidades de 0.5 y 1 % para los 3 tipos de material de relleno; los resultados se presentan de manera gráfica siendo satisfactorios los que se encuentran debajo de la línea ubicada en la ordenada 1.

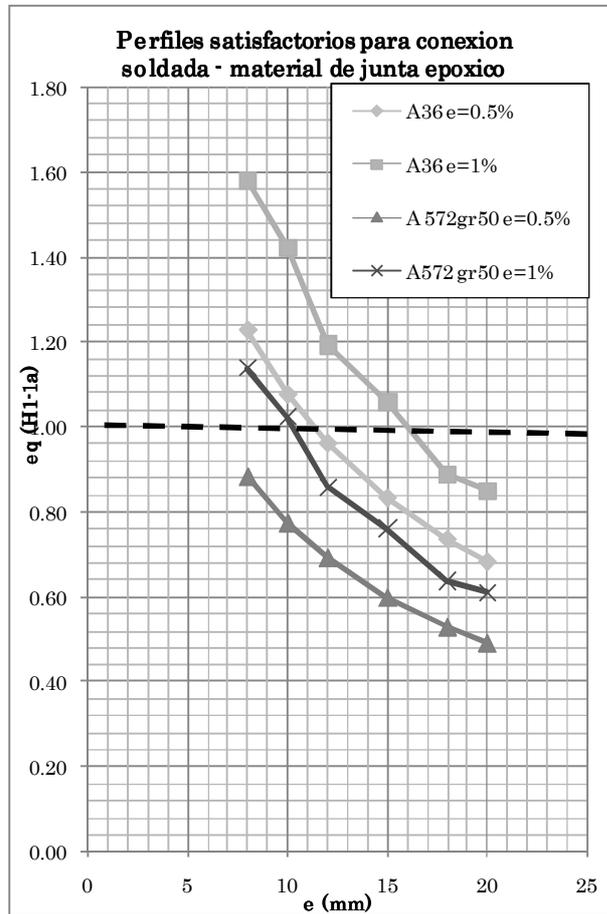


FIG. 19- Gráfico Eq. (H1-1a) vs e; satisfactorio ≤ 1 , con diferentes tipos de acero, excentricidad y materiales de relleno

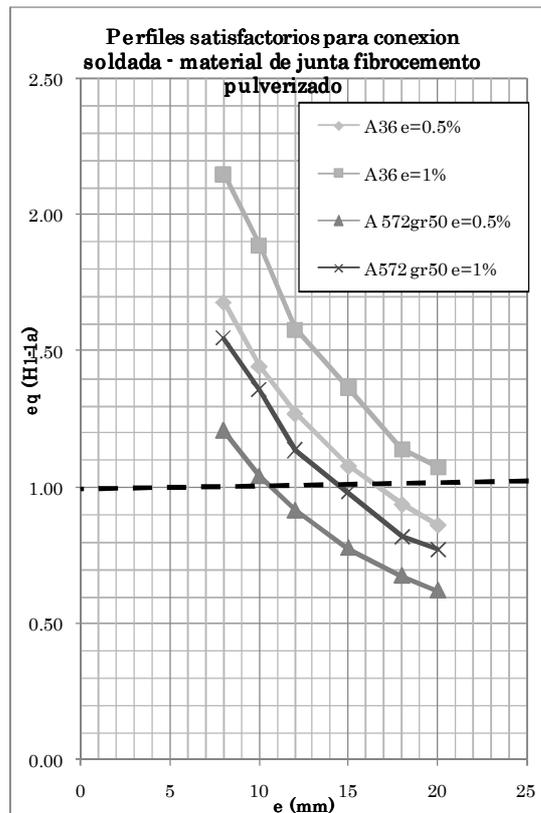
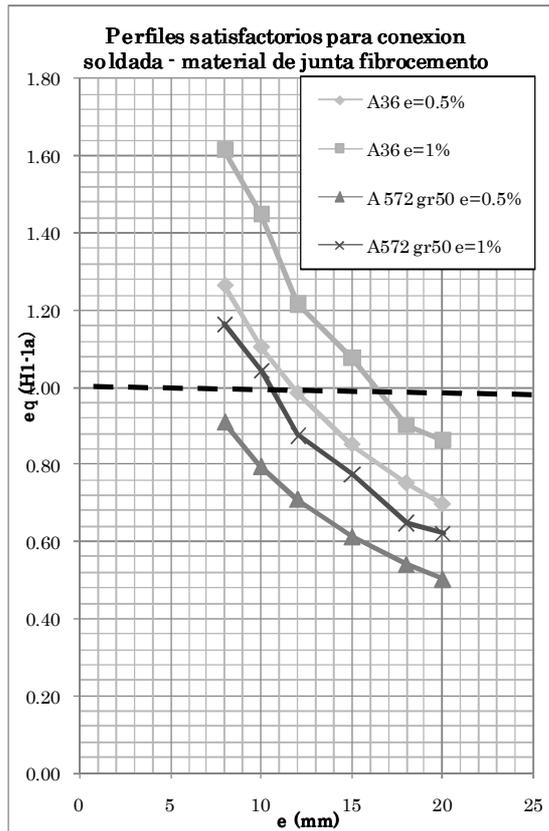


FIG. 19- Gráfico Eq. (H1-1a) vs e; satisfactorio ≤ 1 , con diferentes tipos de acero, excentricidad y materiales de relleno

Para la identificación de cada una de las variables en memoria de cálculo de esta ecuación revisar *Anexo 8 Diseño de placas en conexión soldada*.

Se identifica un rango de combinaciones espesor-tipo de acero de perfiles que no satisfacen los requerimientos de diseño del código AISC por lo que no es recomendable su utilización en conexiones de tramos del pilote.

Se concluye del análisis de esta conexión que el mecanismo de falla es de tipo frágil si ocurre en el cordón de soldadura; mientras que si ocurre en las placas que forman la sección tubular, este es de tipo dúctil.

Dado que tanto la falla del cordón de soldadura, como la falla por pandeo de las placas son fallas frágiles; resulta indistinto cuál de ellas ocurre primero y conveniente analizar una condición de falla balanceada en la cual cordón de soldadura y placa fallan simultáneamente. Desde dicha óptica es recomendable el uso de placas de acero ASTM A572 grado 50 en combinación con cordones de soldadura E7018.

Si se controla la excentricidad de hinca por debajo de 0,5%, se podría usar placas ASTM A572 grado 50 de 12 mm de espesor con falla balanceada en placa y cordones de soldadura, cuando se usan juntas rellenas con Grout.

El uso de material de relleno epóxico es recomendable sobre el material de relleno fibrocemento debido a integridad durante la hinca.

El uso de placas de espesor mayor a 18mm y acero A572 gr 50 es una práctica segura aunque no es eficiente o económica y es solo requerida cuando se prevé una hinca con excentricidades del 1% o superior.

La rigidez axial y variabilidad de material de juntas de esta conexión son sus principales ventajas y se buscara aprovechar estas propiedades para una conexión alternativa.

6. TIPOS DE CONEXIONES DE PILOTES UTILIZADAS EN OTROS PAISES

6.1 General

En este capítulo se estudiará mediante métodos simplificados de la Física, el comportamiento sísmico de conexiones patentadas en otros Países, las que no son de uso común en nuestro País.

En este estudio se han escogido dos conexiones con diferentes mecanismos de trabajo, con el fin de evaluar dos sistemas diferentes.

Las dos conexiones fueron seleccionadas e investigadas a través de internet, y disponen de patentes de marcarse información suficiente para su estudio.

Las conexiones escogidas fueron:

Tipo ABB plus: http://www.emeca-speusa.com/pile_joints.shtml

Tipo Herkules: <http://theconstructor.org/geotechnical/classification-of-piles/1799/>

6.2 Conexión tipo AAB

Es una conexión de tipo mecánica con barras de acero patentada en Suecia que usa cuatro pasadores transversales de seguridad de poca longitud, de acero que se presume de alta resistencia.

En cada tramo de pilote se adhiere una placa que se ancla dentro del hormigón mediante cuatro barras de acero. En las dos placas hay dos cápsulas en posición cóncava o hembras y dos en posición convexa o machos que se acoplan entre sí uniendo los tramos de los pilotes y formando una conexión amachimbrada.

Los cuatro pasadores transversales de acero se usan como clavijas para asegurar la conexión amachimbrada. Los pasadores se instalan mediante

golpes de martillo, atravesando agujeros transversales abiertos hacia la cara exterior del pilote.

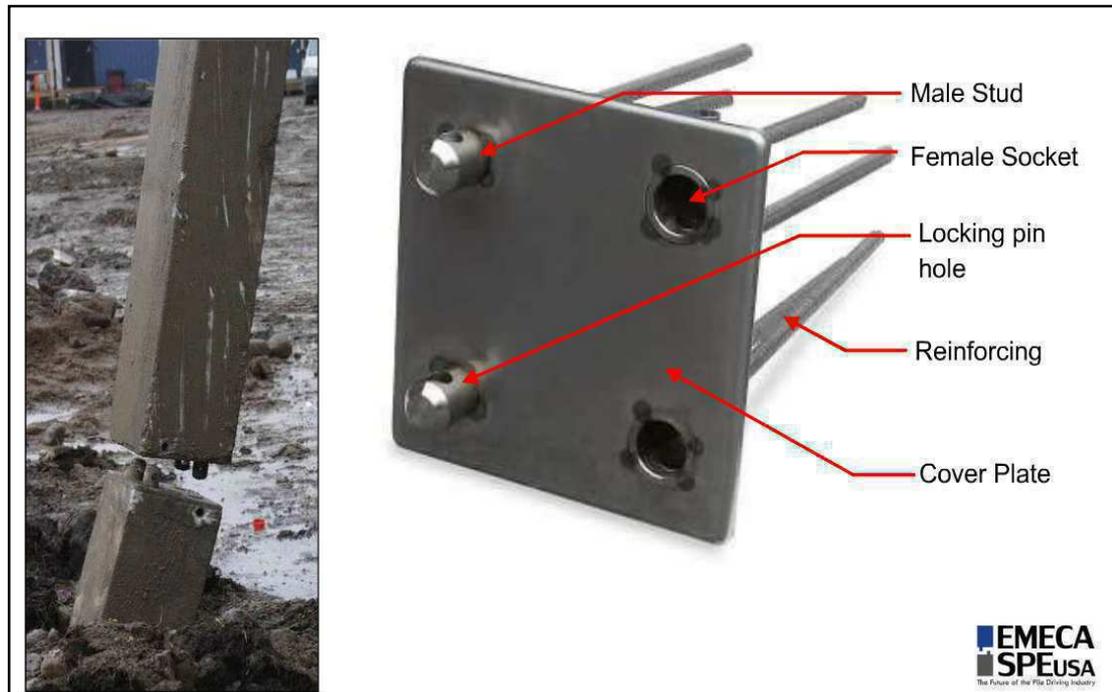


FIG. 20- Conexión AAB tomada de http://www.emeca-speusa.com/pile_joints.shtml

El mecanismo de trabajo resistente a cortante sísmico es la sección compuesta de placas transversales y cápsulas de acero. Estas cápsulas deben proveer mayor o igual resistencia al corte que las varillas de refuerzo fraguadas dentro del pilote y adyacentes a la conexión.

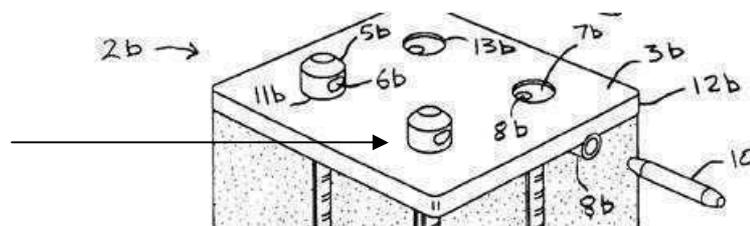


FIG. 21- Sección de cortante crítico en conexión AAB, tomada de patente

Asumiendo que los pasadores y cápsulas son de acero de alta resistencia y no controlan el mecanismo de falla de la conexión, luego el mecanismo de falla crítico al corte de la conexión, debe estar gobernado por la resistencia al corte en la inter fase hormigón – placa de acero, y está controlado por la siguiente ecuación:

$$V_n = (N)F_y A_s \mu$$

Donde:

V_n = cortante resistente

$N=4$ = número de varillas de acero para el anclaje de las placas de acero

F_y = esfuerzo de fluencia del acero de las varillas de anclaje

μ = coeficiente de fricción acero-hormigón

Para el caso de la resistencia a flexo-compresión de la conexión, se debe considerar que las varillas de anclaje trabajan amordazadas a las placas. Donde la fuerza de tensión en las varillas de anclaje en las secciones amordazadas debe resistir $1.25P_y$ (1.25 veces la fuerza axial de cedencia en las varillas de anclaje). Asumiendo que las mordazas no controlan el mecanismo de falla de la conexión, ya que son prefabricadas con la placa y deben tener una resistencia garantizada por el control de calidad de su fabricante, se asume que el mecanismo de tensión gobernante podría ser la fluencia de las varillas de acero o una falla por adherencia y anclaje de las varillas dentro del hormigón del pilote.

La ecuación que controla que no ocurra falla por adherencia y anclaje de dichas varillas dentro del hormigón, es la Ecuación de Longitud de Desarrollo " L_d " indicada en el Capítulo (12–25) del *ACI (2008)* y citada en la sección 5.2 (conexiones de pasadores de corte) de esta investigación

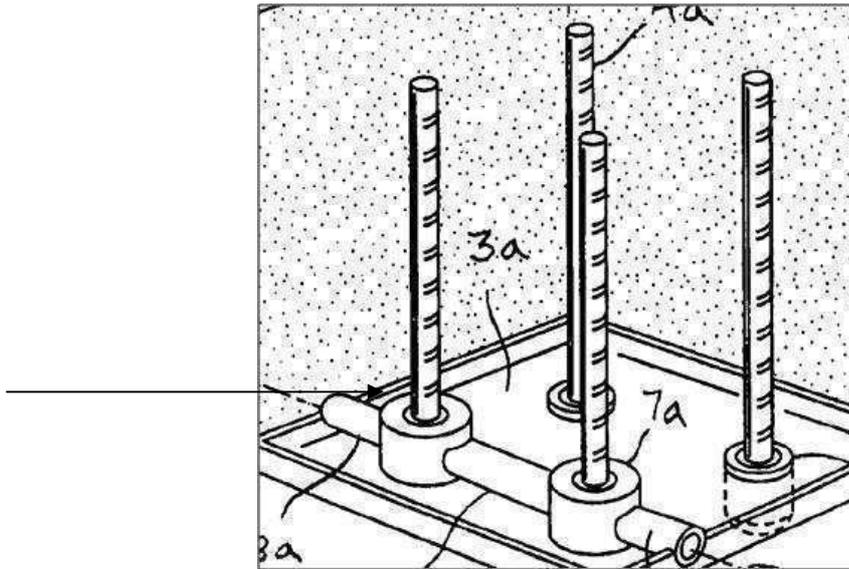


FIG. 22- Sección de anclaje en conexión AAB, tomada de patente

En función de lo anterior, la resistencia de la conexión a la combinación de carga axial y momento flector, está en función de que el acero longitudinal pueda alcanzar su fluencia (fuerza axial P_y), bien en las varillas de anclaje o en el acero provisto en el pilote en la sección adyacente a la inter fase placa-hormigón; una vez que se haya comprobado que la longitud de desarrollo de las varillas de anclaje es suficiente para garantizar $1.25P_y$ por adherencia y no se produce una falla por adherencia y anclaje antes que una falla dúctil por flexión.

Si el pilote trabaja en flexo-tracción, (poco frecuente pero posible para estructuras esbeltas con carga axial a tensión en columnas controlada por sismo) la fuerza de tensión en la conexión debe compararse con la resistencia al corte provisto por el pasador o conjunto de pasadores, y deberá satisfacer la siguiente ecuación

$$V_{max} = 2A_p\tau_{max}$$

Donde:

V_{max} : resistencia al corte del pasador

A_p = Área de sección transversal del pasador

segundo tramo del pilote que tiene con una sección hueca o hembra, para la inserción del macho de la primera placa.

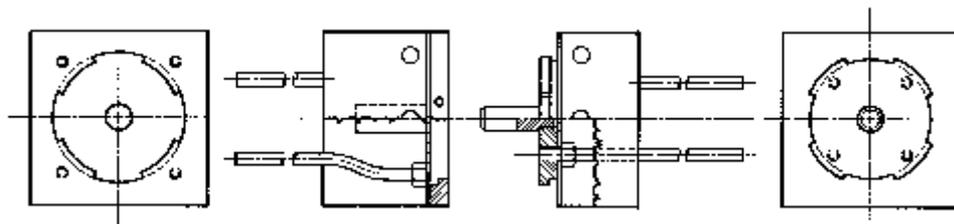


FIG. 24- Conexión Herkules- tomada de <http://theconstructor.org/geotechnica-l/classification-of-piles/1799/>

La placa macho tiene una base sobresaliente de gran extensión (aproximadamente 75% del área transversal del pilote) y trabaja emboquillándose dentro de una sección hueca de igual dimensión que está en la placa hembra. La base emboquillada rota 90 grados y luego se asegura produciendo una conexión de alta fiabilidad y resistencia (es de acero macizo en su totalidad).

En el centro de la conexión hay un vástago de aproximadamente 10 cm de longitud que sirve como guía y que al introducirse dentro de un orificio que está contenido en la placa hembra, facilita un fácil y rápido acople de las placas amachimbradas.

Ambas placas están ancladas al pilote mediante barras de anclaje, las cuales siguen las mismas ecuaciones y mecanismos descritos en la sección anterior. Esta conexión trabaja de la misma forma que la conexión AAB, difiriendo solamente en su mecanismo de amachimbrado.

Asumiendo que los componentes amachimbrados son de acero de alta resistencia y por su resistencia y geometría no controlan el mecanismo de falla de la conexión, luego el mecanismo de falla crítico al corte de la conexión, debe estar gobernado por la resistencia al corte en la inter fase hormigón – placa de acero, y está controlado por la siguiente ecuación:

$$V_n = (N)F_y A_s \mu$$

Donde:

V_n = cortante resistente

$N=4$ = número de varillas de acero para el anclaje de las placas de acero

F_y = esfuerzo de fluencia del acero de las varillas de anclaje

μ = coeficiente de fricción acero-hormigón

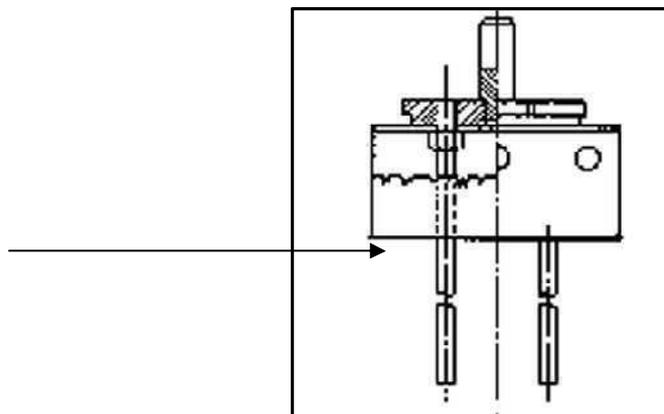


FIG. 25- Sección crítica conexión Herkules, tomada de <http://theconstructor.org/geotechnical/classification-of-piles/1799/>

Para el caso de la resistencia a flexo-compresión de la conexión, se debe considerar que las varillas de anclaje trabajan amordazadas a las placas. Donde la fuerza de tensión en las varillas de anclaje en las secciones amordazadas debe resistir $1.25P_y$ (1.25 veces la fuerza axial de cedencia en las varillas de anclaje). Asumiendo que las mordazas no controlan el mecanismo de falla de la conexión, ya que son prefabricadas con la placa y deben tener una resistencia garantizada por el control de calidad de su fabricante, se asume que el mecanismo de tensión gobernante podría ser la fluencia de las varillas de acero o una falla por adherencia y anclaje de las varillas dentro del hormigón del pilote.

La ecuación que controla que no ocurra falla por adherencia y anclaje de dichas varillas dentro del hormigón, es la Ecuación de Longitud de Desarrollo " l_d " indicada en el Capítulo (12–25) del *ACI (2008)* y citada en la sección 5.2 (conexiones de pasadores de corte) de esta investigación.

En función de lo anterior, la resistencia de la conexión a la combinación de carga axial y momento flector, está en función de que el acero longitudinal pueda alcanzar su fluencia (fuerza axial P_y), bien en las varillas de anclaje o en el acero provisto en el pilote en la sección adyacente a la inter fase placa-hormigón; una vez que se haya comprobado que la longitud de desarrollo de las varillas de anclaje es suficiente para garantizar $1.25P_y$ por adherencia y no se produce una falla por adherencia y anclaje antes que una falla dúctil por flexión.

Si el pilote trabaja en flexo-tracción, se considera que los elementos amachimbrados de la conexión por su gran resistencia y dimensión, no controlan dicho mecanismo, y se deberá calcular la capacidad de carga a tensión del acero longitudinal en las secciones del hormigón adyacentes a la conexión, pudiendo la capacidad a tensión estar controlada por la fluencia de las varillas de anclaje ($4P_y$) o del acero de refuerzo provisto para el diseño del hormigón del pilote.

De las conexiones alternativas se concluye que los diferentes mecanismos de trabajo (sean amachimbradas enroscadas o amachimbradas con cúpulas y pasadores transversales) dependiendo del tipo de acero utilizado

proporcionan niveles de resistencia y ductilidad específicos, pero al tener grandes secciones robustas de acero, el costo de ellas aumenta. Lo anterior conlleva en una desventaja en que sean utilizadas o fabricadas en el medio local y para la elaboración de una conexión alternativa se buscara reducir el costo de materiales tanto comparado con conexiones utilizadas en el extranjero como en el país.

7. CONEXIÓN ALTERNATIVA DE PERNOS TRANSVERSALES DE ACERO

7.1 General

La conceptualización de una conexión alternativa es uno de los objetivos esenciales en esta investigación. Esta conexión debe satisfacer todos los requerimientos de carga axial, excentricidad, momento flector y cortante sísmico analizados en capítulos anteriores, y que adicionalmente tenga un mejor desempeño, gobernado por un mecanismo de falla dúctil.

Por lo anterior, se tomó como punto de partida, la conexión de placas soldadas estudiada en el Capítulo 5, debido a que se busca también una solución más económica para una conexión que a la fecha goza de gran aceptación.

En el diseño de esta nueva conexión se buscará aprovechar las virtudes de usar un encamisado de acero de 4 placas unidas por soldaduras verticales de penetración completa de escaso espesor, cuales son la rapidez de instalación de una sección tubular que encamisa al pilote de hormigón y la menor fuerza tributaria con la cual trabaja como resultado de su escaso espesor y rigidez axial. Al mismo tiempo, se intenta conseguir un comportamiento dúctil a la falla, haciendo que la conexión sea dúctil, reemplazando el material de soldadura de filete por varillas empernadas de acero que atraviesan el pilote transversalmente y fallan también por fluencia.

Las varillas empernadas de acero trabajan como pernos de corte que en sus extremos están roscados para empernarse y son de acero estructural ASTM A572 gr 50. Atraviesan de lado a lado el cuerpo del pilote de hormigón por orificios previamente fabricados en las placas. Se asegura la conexión con tuercas de acero estructural de propiedades iguales a los pernos. El diámetro de estos pernos para esta investigación se considerará de 1" (2.54 cm).

Conexión Alternativa de Pernos (Pasadores transversales de acero)

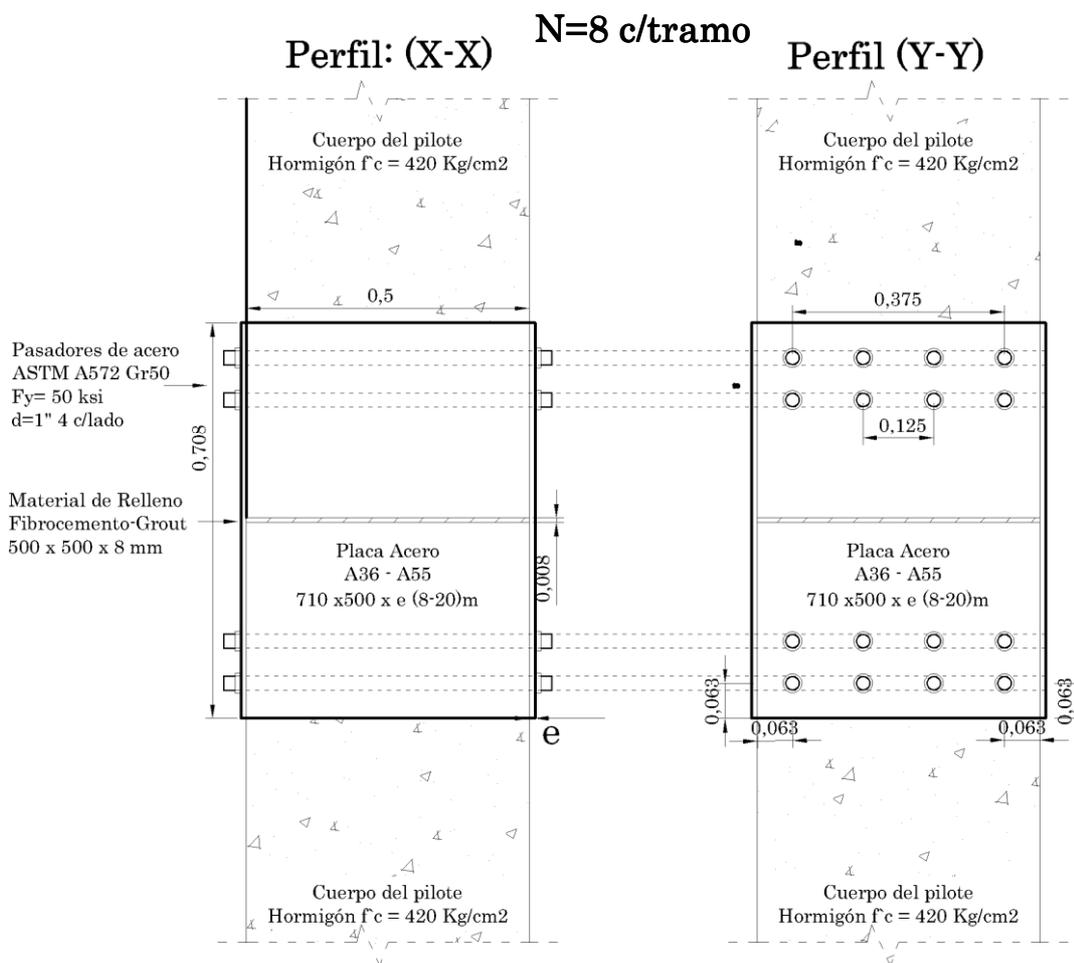


FIG. 26- Descripción de conexión alternativa de pernos transversales

Las roscas en los pernos se fabrican en el torno sobre varillas lisas, siguiendo los requerimientos del código *AISC*, con el paso de las roscas igual a 1/8 de pulgada, o 8 roscas por pulgada.

**Table 7-18
Threading Dimensions for High-Strength
and Non-High-Strength Bolts**

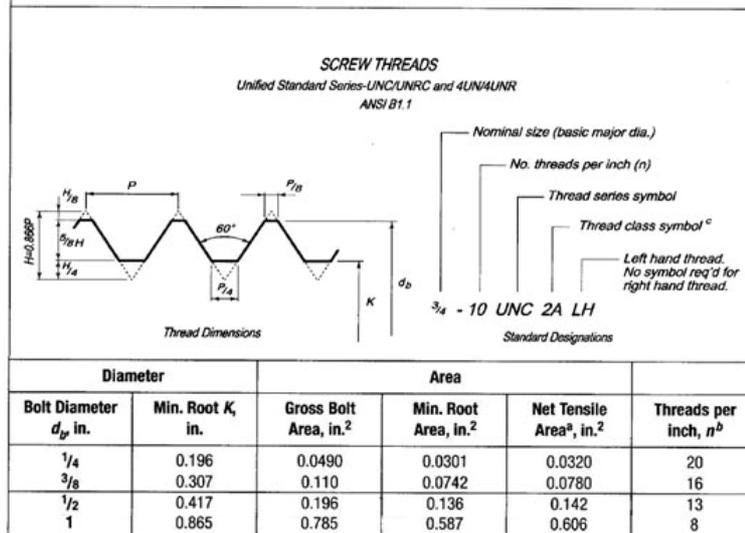


TABLA 13- Dimensiones de roscas de pernos tomada de Tabla 7-18 AISC

En la sección transversal central de esta conexión, donde se adosan los dos tramos de pilotes prefabricados dentro de las placas, existe un espacio de separación que debe ser rellenado con algún material. Para dicho material se investigaron 2 opciones: junta rellena con Grout para unión monolítica y junta rellena con fibrocemento con material de sacrificio para unión no monolítica.

A diferencia de la conexión de placas soldadas, este tipo de conexión empernada tiene un mecanismo de trabajo adicional dado por la por fricción entre las placas y el pilote de hormigón (lo que previene que el encamisado se deslice y potencialmente pueda cizallar los pernos durante la hinca). Se estima que no más del 50% del área total encamisada puede desarrollar contacto íntimo entre placa y pilote, y tiene capacidad de desarrollar resistencia por fricción.

Las variables a investigar dentro del diseño geométrico de esta conexión son el número de pernos, área de contacto placa-pilote, tipo de material de junta y tipo de acero de placas.

Los componentes, características y propiedades de materiales que se utilizaran en el estudio de esta conexión son:

Pernos de corte: diámetro 1", acero ASTM gr50, número variable (4, 6 y 8 para cada tramo de pilote).

Espesor de material de junta: 8mm;

Propiedades de Material de junta: Grout epóxico (caso junta monolítica) con módulo de elasticidad $E=290000\text{kg/cm}^2$ y $f'c=420\text{kg/cm}^2$, fibro-cemento (caso junta con material de sacrificio) con módulo de elasticidad $E=44013\text{kg/cm}^2$ y $f'c=200\text{kg/cm}^2$;

Tipo de acero de placas: ASTM A36 ($F_y=36\text{ksi}$), ASTM A572 gr 50 ($f_y=50\text{ksi}$);

Espesor de placas: Rango entre 8 a 20mm;

Altura total de sección de placas tubular: 708 mm (350mm cada tramo de pilote prefabricado más 8mm de material de junta);

Ancho total de sección de placas tubular: 500mm (ancho de sección transversal del pilote definido para esta investigación)

Área de fricción placas-pilote: 0%, 25%, 50%

7.2 Evaluación estructural.

La evaluación estructural de esta conexión se hace mediante un modelo matemático con el software de análisis estructural SAP2000 v.16. Tal como se hizo para la conexión de placas soldadas, primero se reconocerá qué fracción o porcentaje de la fuerza axial aplicada sobre el pilote fluye a través de las placas y pernos de la conexión para las distintas variaciones de los parámetros en estudio.

Posteriormente, se hará la evaluación estructural de la conexión, mediante el control de esfuerzos en las placas y en la inter fase placas-pilote, (esfuerzos en pernos de acero y fricción de contacto entre placas y pilote); verificándose que los esfuerzos máximos generados en los elementos sometidos a cargas

no sean mayores que los esfuerzos de fluencia del material y que el mecanismo gobernante sea dúctil.

Se evaluará el encamisado tubular de acero para conocer su resistencia provista a carga axial en combinación con momento flector mediante los requerimientos del código *American International Steel Construction AISC*.

7.3 Modelo matemático de conexión alternativa.

En la elaboración del modelo matemático en el software de análisis estructural SAP 2000 v.16, se harán las siguientes consideraciones, algunas de ellas previamente efectuadas en el modelo matemático de conexión soldada:

- Se elaborará la conexión integra con una longitud de 2,108 metros, con 1.054 m medidos desde su eje central hacia cada tramo de pilote. La conexión será analizada como cuerpo libre en equilibrio.
- Se asignará restricción de 6 grados de libertad en la sección del cuerpo del pilote de hormigón extrema inferior ($z=0$).
- Se asignará restricción de diafragma en la sección del cuerpo del pilote de hormigón extrema superior ($z=2.108$).
- Las placas de conexión no se considerarán unidas al cuerpo del pilote, sino tendrán una separación de 1mm para que no tengan conectividad alguna para la condición de área de contacto igual al 0%. Condición que permitirá modelar el flujo de las cargas hacia el encamisado a través de las secciones transversales de los pernos exclusivamente.

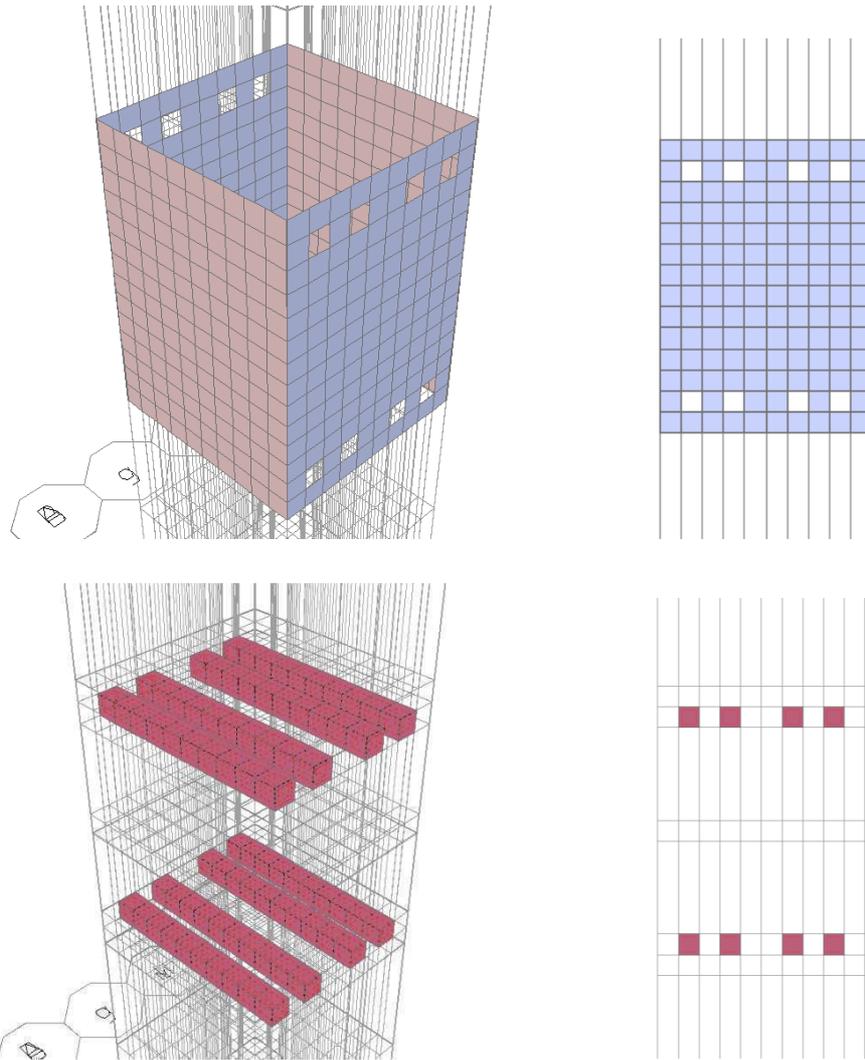


FIG. 27- Esquema de placa y pernos con conectividad entre sí (para caso de 8 pernos) en vista isométrica y perfil tomado de modelo matemático de conexión alternativa elaborado en software SAP2000

- El cuerpo del pilote y las placas se dividirán en elementos finitos tipo Solid y Shell, respectivamente, siguiendo la geometría que permite definir los orificios para pernos, inter fases placa-pilote y pilote-junta de relleno, etc.
- Se modelará la conexión entre el encamisado de acero y el cuerpo de pilote mediante varillas de acero o pernos transversales
- Se modelará la fricción entre el encamisado y el cuerpo del pilote, mediante tres análisis independientes que modelen 0%, 25 y 50% del área del encamisado en contacto íntimo con el cuerpo del pilote de hormigón. Lo anterior se logrará asignando a los elementos Solid de

la inter fase de un milímetro de espesor, la propiedad de resistencia de hormigón de 420 kg/cm² (Concrete 6000psi).

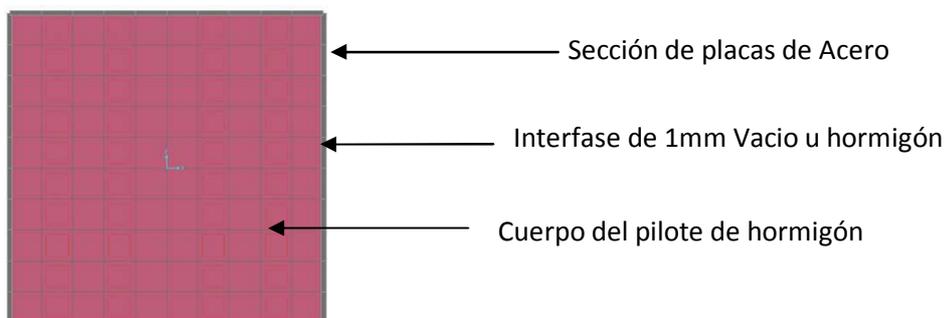


FIG. 28- Esquema de placas-inter fase de fricción- sección de placas en planta tomado de modelo matemático de conexión alternativa de pernos en software SAP2000

- Se modelará la conectividad de los elementos pernos de acero con las placas del encamisado, mediante conexiones de nodos con conectividad entre el elemento Solid del pasador acero y el elemento Shell de las placas de acero del encamisado.
- Se ingresará la carga axial en la sección extrema superior ($z=2.108$) en la forma de una carga puntual para cada nodo, verificando que la integración de las cargas aplicadas sobre todos los nodos en dicho plano es igual a la Carga Axial Máxima Probable aplicada con una excentricidad variable desde 0%, 0.5% hasta 1% (equivalente a 0, 0,5% y 1% de la longitud de un tramo de pilote (0, 7.5 y 15 en 15 m).
- Los tipos de elementos que se emplearán son:
 - Para el cuerpo de pilote de hormigón reforzado, se considerará elementos tipo Solid que son elementos volumétricos en 3 dimensiones que consideran deformaciones en todas sus aristas; con 6 grados de libertad. Las dimensiones correspondiente a cada tramo de pilote, previo a su división en elementos finitos son 0.5x0.5x1.05 m y las propiedades de material son las preestablecidas para hormigón de 420 kg/cm² (tipo Concrete 6000psi).
 - Para el material de relleno en la junta entre tramos, también se utilizaran elementos tipo Solid con 0.5x0.5x0.008 m y las siguientes propiedades asignadas:

- Para Grout epóxico (Caso junta monolítica): Propiedades preestablecidas para hormigón de 420kg/cm² (Concrete 6000Psi).
 - Para fibro-cemento (Caso junta con material de sacrificio): Módulo de elasticidad (E):44.013 kg/cm², resistencia al cortante: 83 kg/cm², resistencia a compresión: 271 kg/cm².
- Para las placas de conexión se utilizarán elementos tipo Shell que son elementos *Área*, es decir que trabajan en un plano; y a su vez estos de tipo Thick es decir que no tienen restricciones para deformarse o en su plano o fuera de él; y poseen 6 grados de libertad. Las propiedades del materiales son las preestablecidas para acero estructural ASTM A36 y ASTM572 grade50.
- Para las varillas o pernos de acero, se utilizarán elementos tipo Solid que se encuentran en el cuerpo del hormigón con propiedades de material correspondientes a acero tipo ASTM572 grade50.
- Para la evaluación de fuerzas en la conexión como unidad se integraran todos los elementos finitos que compartan el mismo plano mediante la opción Groups y para la obtención de resultados se utilizara Section cuts en los grupos preestablecidos.
- Se obtendrán resultados independientes para distintos espesores de placas (8, 10, 12, 15 y 20mm)
- Se obtendrán resultados independientes para diferente número de pernos (4, 6 y 8)
- Se obtendrán resultados independientes para variación de porcentaje de área de fricción (0, 25y 50%)
- Se obtendrán resultados independientes para distintos tipos de acero de placas (ASTM A36 y ASTM A572gr50)
- Se obtendrán resultados independientes para los dos casos de material de relleno de junta: epóxico y fibrocemento.

7.3.1 Resultados del análisis:

7.3.1.1 Porcentaje de fuerza actuante en la conexión

El encamisado de placas de acero en forma de tubo, toma un porcentaje de fuerzas variable dependiendo del espesor de placa utilizado, tipo de material de junta, número de pernos y porcentaje de área de fricción.

Los resultados obtenidos para las distintas variaciones de los parámetros del análisis (135 en total), se muestran en la tabla siguiente.

# pasadores	e placa (mm)	Fuerza (ton)								
		Area de Fricción 0%			Area de Fricción 25%			Area de Fricción 50%		
		Grout epóxico	fibro-cemento	fib.cement pulv.	Grout epóxico	fibro-cemento	fib.cement pulv.	Grout epóxico	fibro-cemento	fib.cement pulv.
4	8	86.04	97.25	195.59	149.73	160.68	255.82	213.42	224.11	316.05
	12	106.42	119.79	233.64	174.27	187.09	295.36	242.13	254.40	357.08
	15	126.80	142.33	271.69	198.82	213.50	334.90	270.84	284.68	398.11
	18	136.83	153.31	288.92	210.29	225.79	352.32	283.75	298.27	415.72
	20	146.86	164.30	306.14	221.76	238.07	369.74	296.67	311.85	433.33
6	8	94.95	113.04	257.91	156.32	173.52	312.77	217.69	234.00	367.62
	12	117.37	138.33	299.81	182.74	202.61	355.62	248.11	266.88	411.44
	15	139.79	163.62	341.70	209.16	231.69	398.48	278.53	299.76	455.26
	18	150.95	175.96	360.07	221.67	245.20	416.84	292.38	314.44	473.61
	20	162.10	188.31	378.44	234.17	258.71	435.20	306.24	329.12	491.96
8	8	102.89	128.06	315.11	166.33	190.55	368.32	229.77	253.04	421.52
	12	127.04	155.63	358.73	194.61	221.76	412.44	262.19	287.89	466.14
	15	151.18	183.20	402.35	222.90	252.97	456.55	294.61	322.74	510.76
	18	163.33	196.70	421.02	236.38	267.57	475.04	309.43	338.44	529.06
	20	175.47	210.19	439.69	249.86	282.16	493.52	324.25	354.14	547.36

TABLA 14- Carga axial en conexión alternativa de pernos para variaciones de número de pernos, porcentajes de áreas de fricción, espesor de placa, tipo de material de junta, en base a análisis de resultados de modelo matemático en software SAP2000

Los resultados también se muestran de manera gráfica, clasificados según los porcentajes de área de fricción.

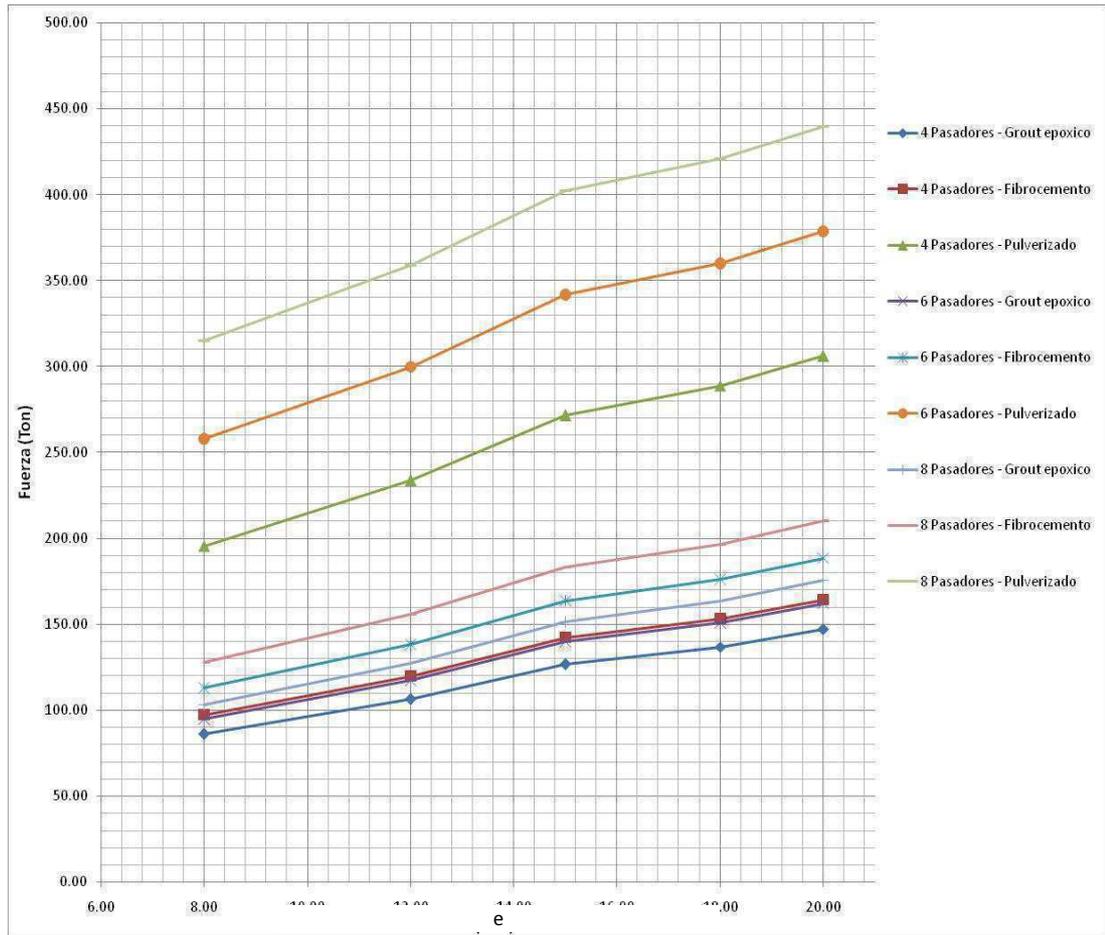


FIG. 29- Carga axial en sección tubular de placas con área de fricción = 0% para variaciones de número de pernos, espesor de placa, tipo de material de junta en base a análisis de resultados de modelo matemático de conexión alternativa de pernos en software SAP2000

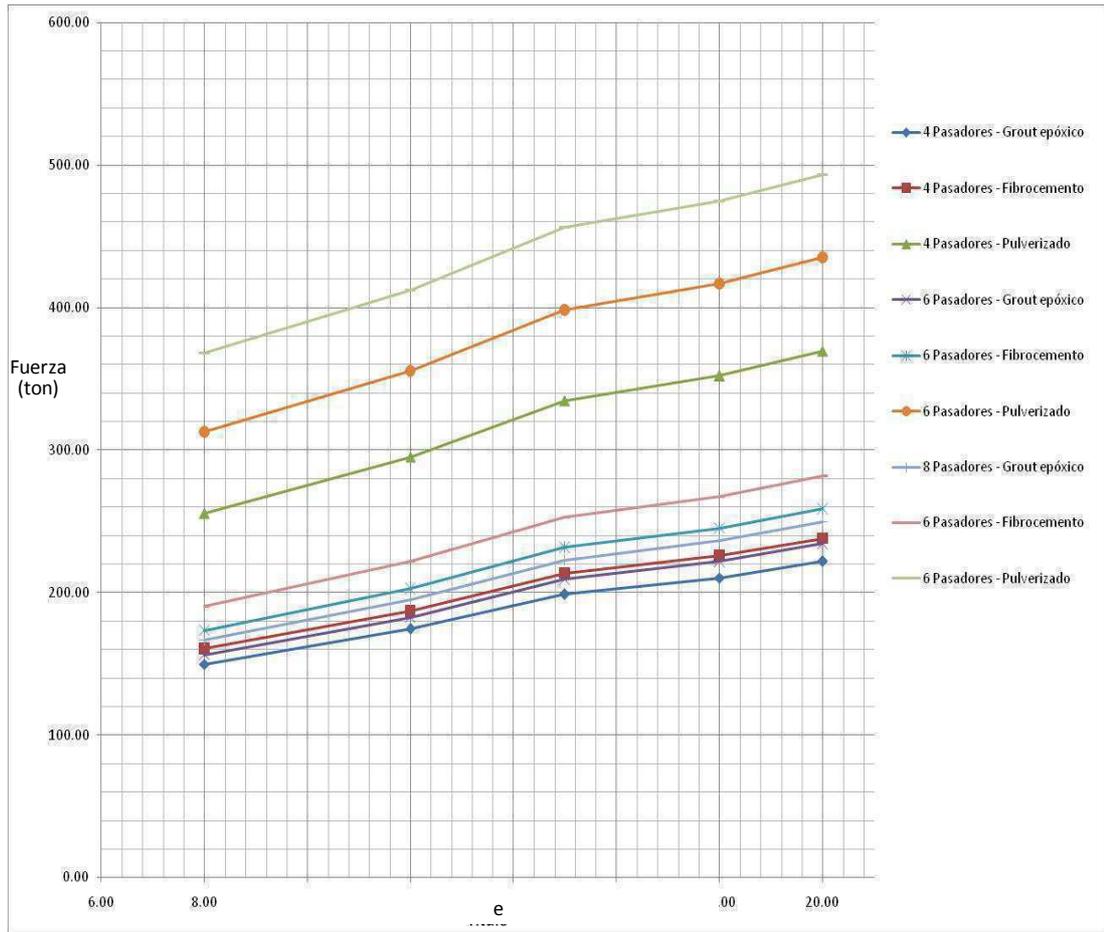


FIG. 30- Carga axial en sección tubular de placas con área de fricción =25% para variaciones de número de pernos, espesor de placa, tipo de material de junta en base a análisis de resultados de modelo matemático de conexión alternativa de pernos en software SAP2000

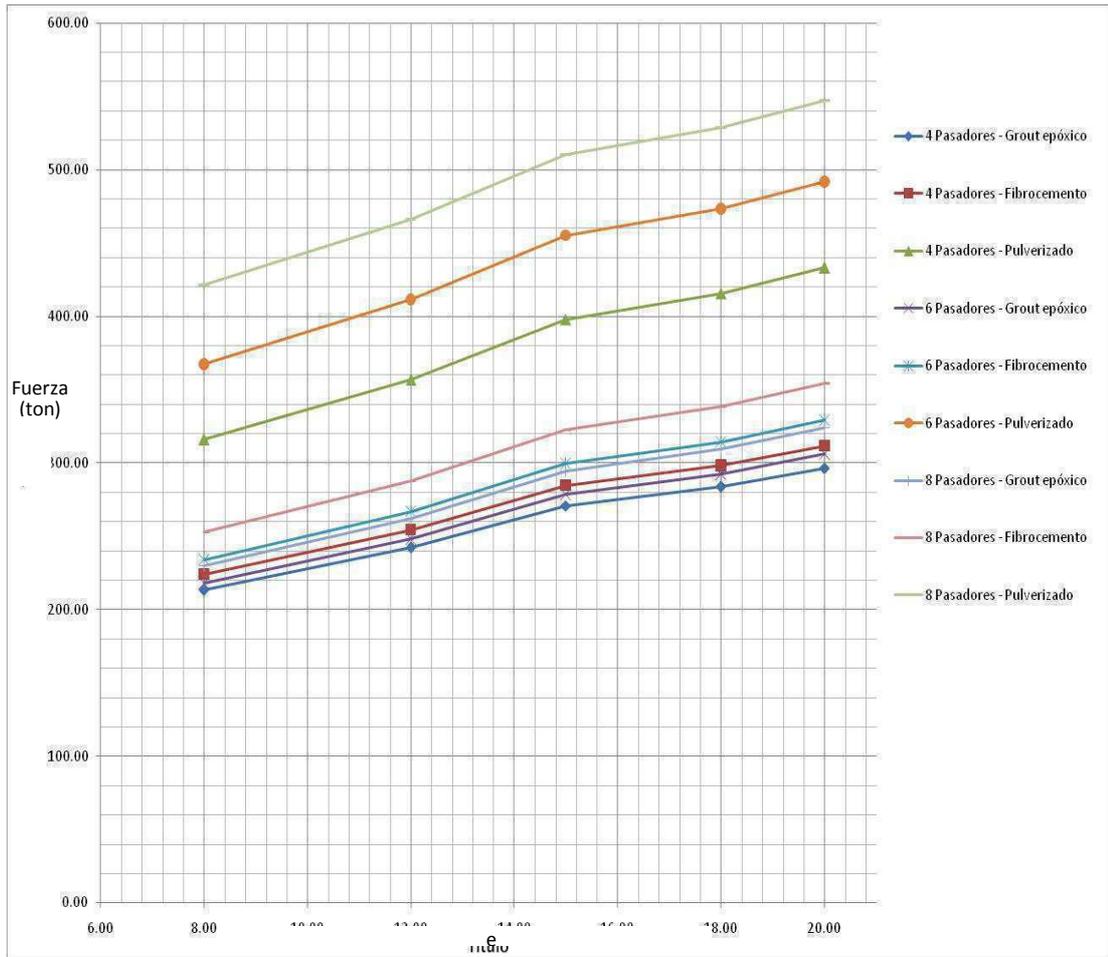


FIG. 31- Carga axial en sección tubular de placas con área de fricción = 50% para variaciones de número de pernos, espesor de placa, tipo de material de junta en base a análisis de resultados de modelo matemático de conexión alternativa de pernos en software SAP2000

De estos gráficos se observa un incremento de la carga axial actuante sobre el encamisado, conforme se aumenta el espesor de placa y la rigidez del material de relleno. Las tendencias encontradas para estas variables son similares que las encontradas para la conexión soldada. Adicionalmente, también hay incremento en la fuerza axial que porta el encamisado tubular, conforme aumenta el porcentaje de área de contacto entre dicho encamisado y el cuerpo del pilote.

Cuando el área de contacto es del 50% y los resultados se comparan para condiciones equivalentes, la carga axial actuante en el encamisado de placas de acero es un poco menor que la carga axial actuante en el encamisado de placas de la conexión soldada. Cuando el área de contacto es 0% y 25%, la carga actuante en el encamisado metálico resulta muy baja

y no es representativa de una instalación exitosa de la conexión alternativa, puesto que significa que el encamisado metálico queda muy suelto, en riesgo de deslizarse y cortar los pernos durante la hinca. En virtud de lo anterior, no se considerarán los resultados para área de contacto de 0% y 25% en la selección del espesor de placas más recomendable para la conexión alternativa.

7.3.1.2 Evaluación y control de esfuerzos en pernos transversales

El elemento pasador atraviesa transversalmente al cuerpo del pilote y en la sección en la que se conecta con la placa se produce una concentración de esfuerzos, debido a que los pernos deben transferir fuerza desde el cuerpo del pilote hacia el encamisado de placas de acero.

La evaluación de la conexión alternativa incluye el control de los esfuerzos máximos en los elementos pernos de acero transversales.

En el análisis lineal proporcionado por el software utilizado evalúa los esfuerzos dentro del rango elástico. Cuando estos superan el límite de fluencia las deformaciones y esfuerzos tendrán un comportamiento inelástico que no puede ser controlado por el software, ya que este tiene un análisis lineal el rango elástico.

Bajo esta limitante, se aceptaran estructuralmente combinaciones de pernos cuyos esfuerzos estén en la zona cercanos al límite de fluencia (F_y) y por debajo del límite de tensión última (F_u). Este es un criterio que se encuentra del lado de la seguridad, ya que no se toman en cuenta la resistencia adicional real del acero a altas deformaciones.

Entonces, para no llegar al límite de fluencia de los pernos sería el del acero estructural A572 gr50 $F_y = 50\text{ksi}$, 3500 kg/cm^2 y el de tensión última $F_u = 70\text{ksi}$

En la figura siguiente, se muestra gráficamente la distribución de esfuerzos en los 4 pernos y se obtienen los valores máximos.

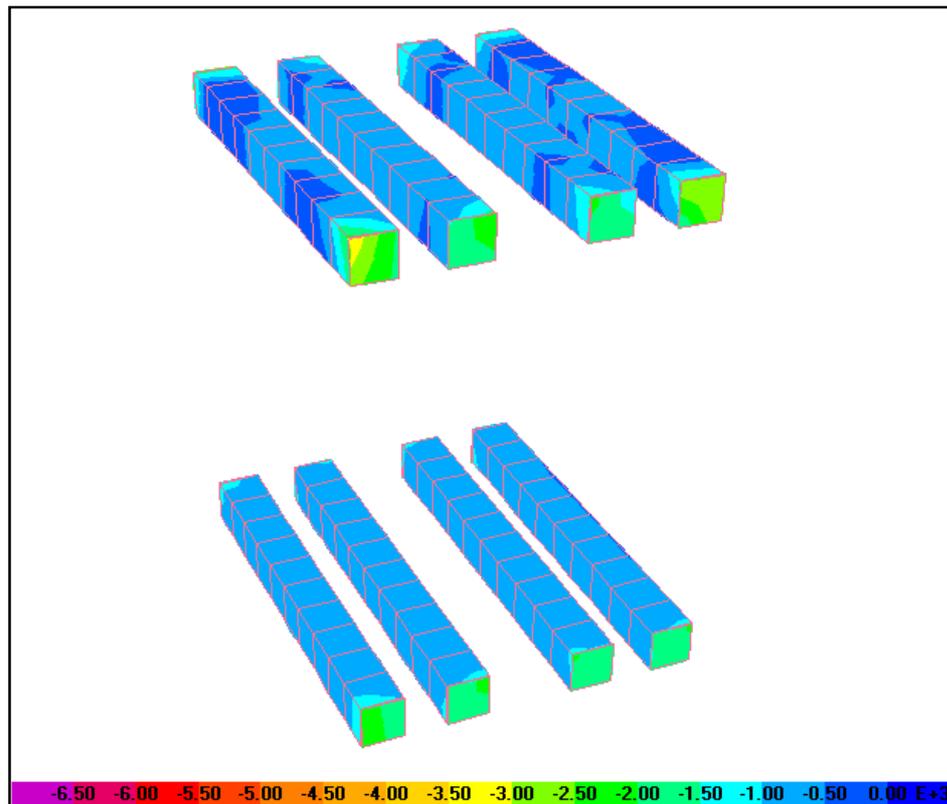


FIG. 32- Esquema de concentraciones de esfuerzos tomados de modelo matemático de conexión alternativa de pernos en software SAP2000

De los 135 análisis se obtuvieron resultados para los esfuerzos máximos posibles en los puntos críticos en los pernos, estos se presentan organizados en la siguiente tabla.

# pasadores	e (mm)	material relleno	Esfuerzo (kg/cm ²)		
			E=0%	E=0.5%	E=1%
8.00	8.00	epóxico	3200.00	4956.92	6328.13
	12.00		2850.00	4733.08	6332.81
	15.00		2500.00	4509.23	6337.50
	18.00		2350.00	4309.23	6137.50
	20.00		2200.00	4109.23	5937.50
	8.00	fibrocemento	4000.00	5209.23	7037.50
	12.00		3650.00	4977.77	7011.72
	15.00		3300.00	4746.31	6985.94
	18.00		3050.00	4603.15	6713.28
	20.00		2800.00	4460.00	6440.63
6.00	8.00	epóxico	4800.00	7435.38	9492.19
	12.00		4275.00	7099.62	9499.22
	15.00		3750.00	6763.85	9506.25
	18.00		3525.00	6463.85	9206.25
	20.00		3300.00	6163.85	8906.25
	8.00	fibrocemento	6000.00	7813.85	10556.25
	12.00		5475.00	7466.65	10517.58
	15.00		4950.00	7119.46	10478.91
	18.00		4575.00	6904.73	10069.92
	20.00		4200.00	6690.00	9660.94
4.00	8.00	epóxico	6400.00	9913.85	12656.25
	12.00		5700.00	9466.15	12665.63
	15.00		5000.00	9018.46	12675.00
	18.00		4700.00	8618.46	12275.00
	20.00		4400.00	8218.46	11875.00
	8.00	fibrocemento	8000.00	10418.46	14075.00
	12.00		7300.00	9955.54	14023.44
	15.00		6600.00	9492.62	13971.88
	18.00		6100.00	9206.31	13426.56
	20.00		5600.00	8920.00	12881.25

TABLA 15- Esfuerzos máximos en la sección crítica (corte transversal) en pernos de acero. Caso de área de fricción de 50% junta epóxica, en base a inspección de resultados de modelo matemático de conexión alternativa en software SAP2000

Se aprecia que las concentraciones de esfuerzos son altas, y se incrementan en relación inversamente proporcional con el número de pernos. Muchos esfuerzos superan ampliamente los esfuerzos de fluencia del tipo de acero ASTM A572 gr50, por lo que se considera para esta conexión el uso de pernos de acero de mayor resistencia. Se recomienda utilizar pernos de acero estructural ASTM A913 con $F_y = 70\text{ksi}$, equivalente a 4900Kg/cm^2 , y $F_u = 90\text{ksi}$, equivalente a 6300Kg/cm^2 .

Se ordenó de manera gráfica los valores de la tabla anterior con el propósito de comparar los esfuerzos máximos con los de fluencia y tensión última del acero, e identificar combinaciones de variables que produzcan resultados satisfactorios para los requisitos estipulados para este tipo de conexión.

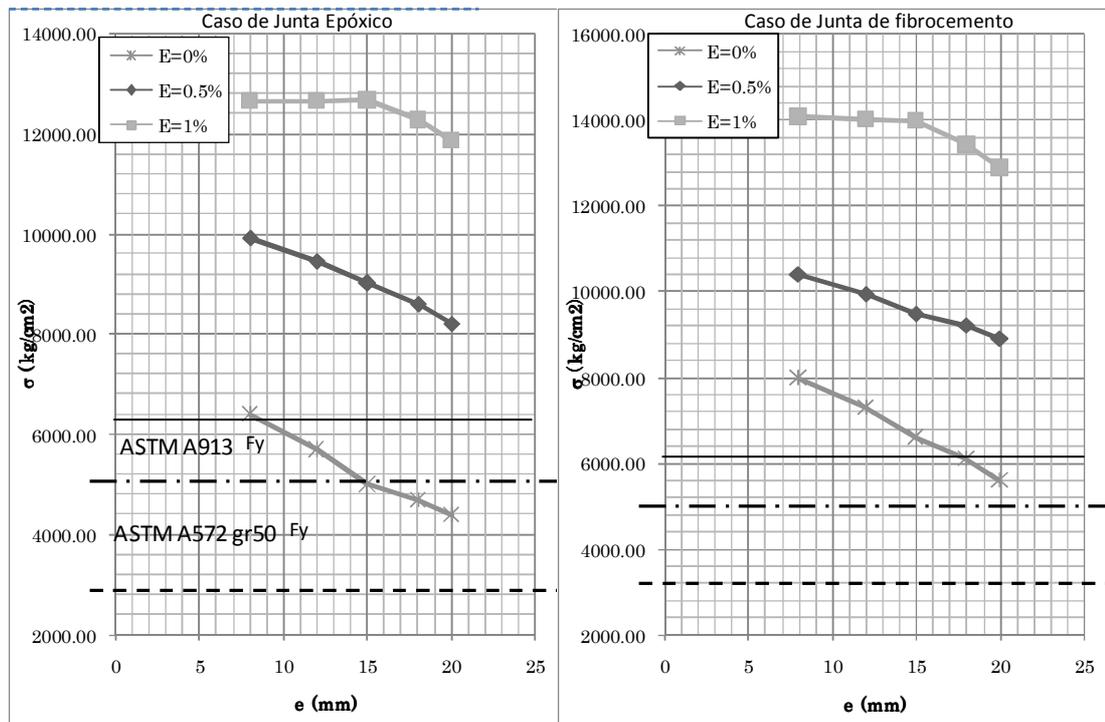


FIG. 33- Gráfico esfuerzo vs espesor de placa para diferentes materiales de junta en conexión alternativa de 4 pernos de acero, excentricidades 0, 0.5 y 1% en base a inspección de resultados de modelo matemático en software SAP2000

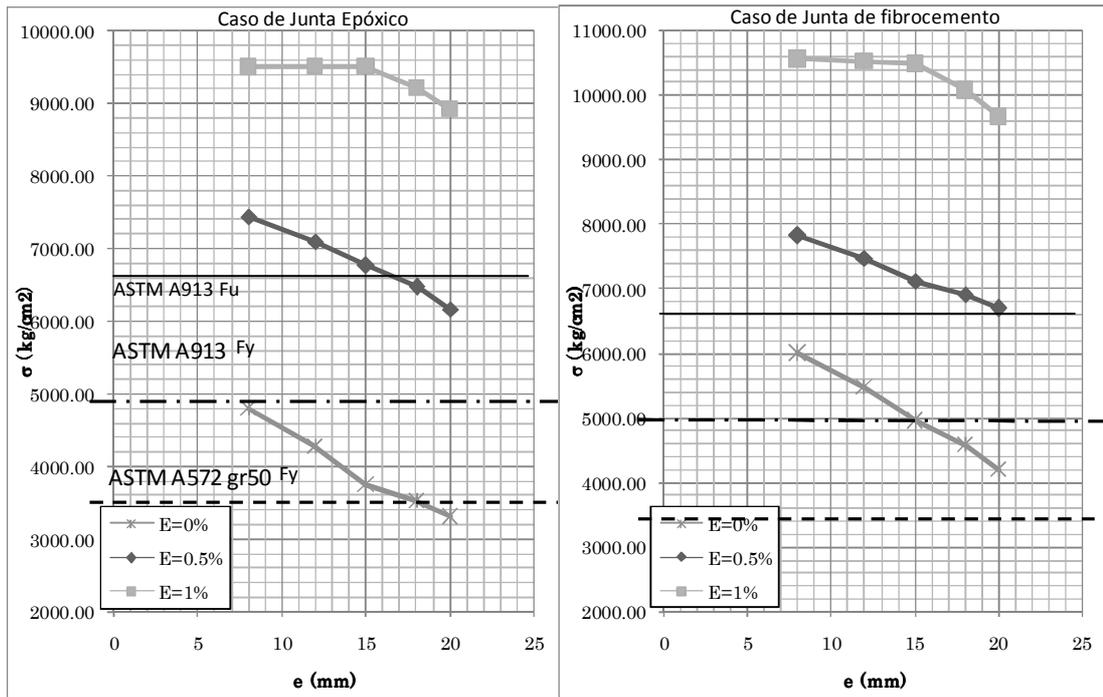


FIG. 34- Gráfico esfuerzo vs espesor de placa para diferentes materiales de junta en conexión alternativa de 6 pernos de acero, excentricidades 0, 0.5 y 1% en base a inspección de resultados de modelo matemático en software SAP2000

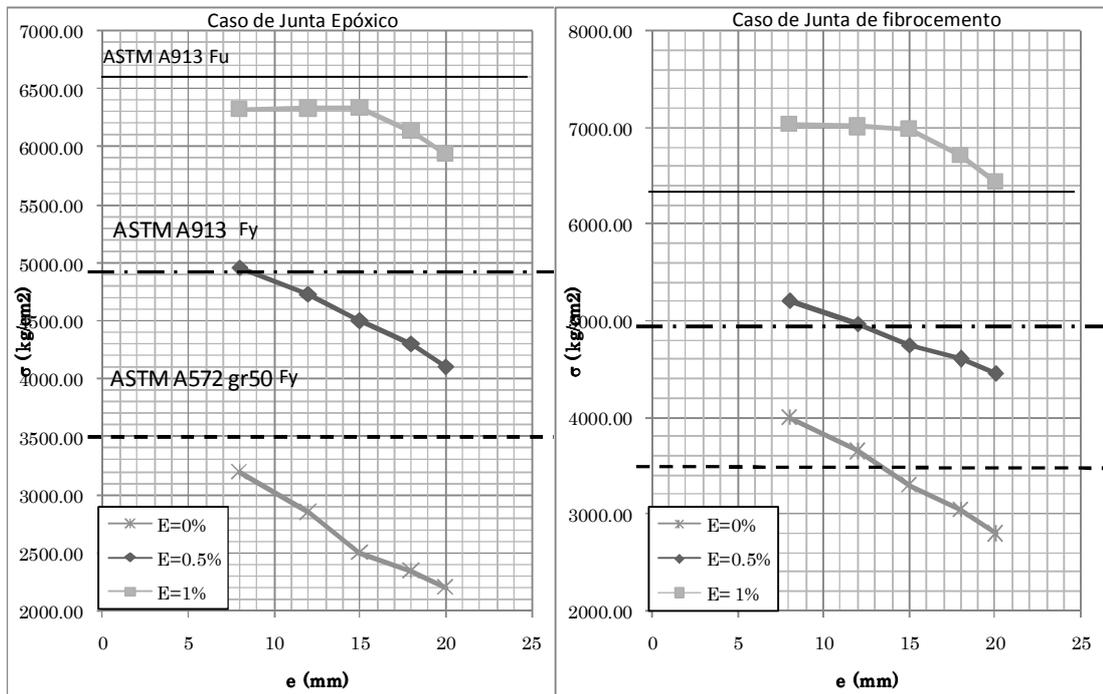


FIG. 35- Gráfico esfuerzo vs espesor de placa para diferentes materiales de junta en conexión alternativa de 8 pernos de acero, excentricidades 0, 0.5 y 1% en base a inspección de resultados de modelo matemático en software SAP2000

Los resultados mostrados en gráficos corresponden a un área de contacto del 50% entre el encamisado tubular y el cuerpo del pilote.

Cuando se usan 8 pernos de acero ASTM A572gr50 obtienen resultados satisfactorios del lado de la seguridad para algunos casos donde la excentricidad de hinca es 0%. Finalmente, cuando se usa acero A913 con $f_y=70$, junta de relleno con epóxico y placas en un rango entre 10 a 15 mm de espesor o más, se satisfacen 0.5% y 1% de excentricidad. Usar placas de espesor menor daría poca rigidez a la conexión, y como consecuencia poca fuerza axial pasaría por el cuerpo de ésta.

Como conclusión adicional en esta conexión se obtiene que se la pudiera llegar a efectuar utilizando un menor número de pernos, efectuando un análisis no lineal del comportamiento plástico del pasador a bajas deformaciones.

7.3.1.3 Evaluación de placas sometidas a carga axial y momento flector.

En forma similar a lo que se hizo para la conexión de placas soldadas, se realizó la evaluación de la resistencia a flexo – compresión de las placas en la conexión alternativa, utilizando las ecuaciones del código AISC para diseñar columnas sometidas a carga axial en combinación con momento flector.

Se relacionará la carga actuante con la resistencia provista para saber cuál ecuación de interacción se debe usar.

En función de los resultados analizados en la sección anterior, se consideran solo los casos en los que se usan 8 pernos, material de junta epóxico y área de fricción del 50% del área de contacto placa pilote.

Para este caso, las cargas axiales para diferentes espesores de placas son consideradas grandes ya que los resultados de P_r/P_c son mayores que 0.2, por lo tanto se utilizara la ecuación H1-1b.

e mm	Pr (kips)	Pc (A36) (kips)	Pc (A572g50) (kips)	Pr/pc min
8	505.49	815.87	1132.89	0.45
10	541.15	1023.86	1421.69	0.38
12	576.82	1233.46	1712.73	0.34
15	648.14	1550.87	2153.48	0.30
18	680.75	1871.90	2599.26	0.26
20	713.36	2087.93	2899.24	0.25

TABLA 16- Resistencia provista (Pc), carga actuante (Pr); relación Pr/Pc para distintos espesores de placas en conexión alternativa de pernos. Pr obtenidos mediante resultados de modelo matemático en SAP 2000

La ecuación H1-1b tomada de AISC para que el perfil sea satisfactorio el resultado debe ser ≤ 1 .

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Se analizó los perfiles para diferentes tipos de acero y espesores con excentricidades de carga axial de 0, 0.5 y 1 %; los resultados se presentan de manera gráfica y son satisfactorios para todos los casos cuando se usa acero ASTM 572 Grado 50 con un espesor de placa igual o mayor a 12 mm.

Con estos resultados también se concluye que el mecanismo de falla del encamisado tubular trabajando como columna en flexo-compresión, no controla el diseño de la conexión y que el diseño de la conexión está controlado por los esfuerzos en los pernos de acero.

Conexión alternativa			
e	Mu(ton-m)		
(m)	PLACAS	HORMIGON	TOTAL
Caso Epoxico			
Excentricidad del 0.5%			
20	31.53	35.97	67.50
18	28.30	39.20	67.50
15	27.55	39.95	67.50
12	25.69	41.81	67.50
10	23.95	43.55	67.50
8	22.97	44.53	67.50
Excentricidad del 1%			
20	63.03	71.97	135.00
18	56.60	78.40	135.00
15	48.79	86.21	135.00
12	51.38	83.62	135.00
10	44.36	90.64	135.00
8	42.66	92.34	135.00

TABLA 17- Momentos actuantes en sección tubular de placas en conexión alternativa para excentricidades de 0.5 y 1%, caso epoxico obtenidos de análisis de resultados en SAP2000

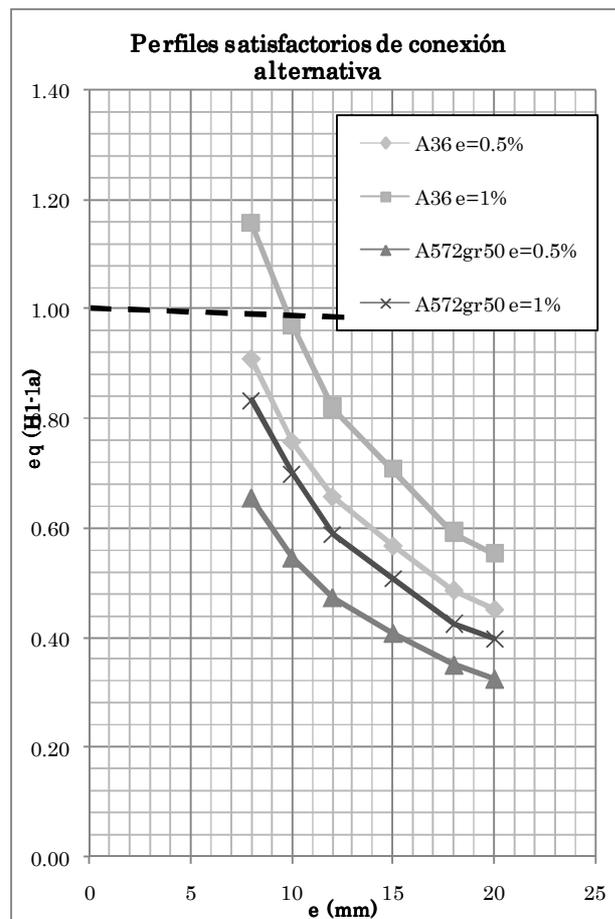


FIG. 36- Gráfico Resistencia provista (Pc), carga actuante (Pr) y relación Pr/Pc para sección tubular de placas en conexión alternativa

La memoria técnica para la identificación de cada una de las variables en el cálculo de esta ecuación se encuentra en la sección Anexo 9 *Diseño de placas para conexión alternativa de pernos de corte*.

Se concluye del análisis de conexión alternativa de pernos de corte de acero que se pueden considerar estructuralmente seguras las siguientes especificaciones de diseño: 8 pernos de acero estructural ASTM A913 por c/lado, junta de tipo epóxico, placas de acero ASTM 572 Grado 50 de 12 a 15mm con excentricidades de carga menores al 1%.

De lo anterior, se concluye también que el ahorro de materiales de esta conexión con respecto a la de placas soldadas es menor en un 10% aproximadamente. Otra de las ventajas de esta conexión el cambio de tipo de falla de frágil a dúctil.

Las conexiones de pasadores de corte (dowel bar) también serán analizadas para su variación de resistencia máxima de varillas estudiada previamente (8 varillas lisas de 32mm) que resiste excentricidades de 0.35%.

8.2 Combinaciones más económicas

Previamente para las conexiones que empleen placas es importante identificar las de menor valor que está en función del espesor y esfuerzo de fluencia del tipo de acero.

La tabla siguiente muestra los valores del mercado del rango de placas de encamisado analizado en esta investigación.

e (m)	W (kg)	Costo (\$)	
		ASTM A36	ASTM gr50
8	89.29	178.58	196.44
10	111.61	223.22	245.55
12	133.93	267.87	294.66
15	167.42	334.84	368.32
18	200.90	401.80	441.98
20	223.22	446.45	491.09

TABLA 18 – Costos de sección tubular de placas acero ASTM A36 y ASTM A572 gr50 para todos los espesores de placas analizados en esta conexión

Evaluando los análisis estructurales finales de los capítulos anteriores se escogerá la combinación más económica para proceder a evaluar toda la conexión como rubro.

Excetricidad (%)	Tipo Conexión	Tipo de Acero	e (mm)	Costo (\$)
0.00	Soldada	a36	8	178.58
0.05		a572gr50	12	294.66
1.00		a572gr50	18	441.98
0.00	Alternativa (Pernos)	a36	8	178.58
0.05		a572gr50	10	245.75;
1.00		a572gr50	15	368.32

TABLA 19- Costos de sección tubular de placas acero ASTM A36 y ASTM A572 gr50 mínimos para cada tipo de conexión con diferentes casos de excentricidades

8.3 Análisis de precios unitarios

Las conexiones de placas soldadas, pasadores y de pernos alternativas serán clasificadas de acuerdo a su resistencia a los diferentes requerimientos de excentricidad.

A continuación se presenta el resumen de todo el proceso de elaboración de análisis de precios unitarios disponibles en Anexo 10 *Análisis de Precios Unitarios*.

Resumen APU				
e(%)	Tipo	Tipo de acero	t (mm)	Costo total
0	soldadas	a36	8	1060.00
0.5		a572gr50	12	1226.15
1		a572gr50	18	1293.00
0	Alternativa (Pernos)	a36 8p	8	1060.00
0.5		a572gr50	10	1064.07
1		a572gr50	15	1189.62
hasta 0.35	dowel bar	8 Ø 32		340.00

TABLA 20- Resumen de análisis de precios unitarios elaborados para rubro de conexiones de tramos de pilote

9. CONCLUSIONES

- El **desempeño sísmico de las conexiones de tramos de pilotes** tanto usadas en la ciudad de Guayaquil, como las usadas otros países, se consideran satisfactorios debido a que las fuerzas cortantes y momentos flectores de origen sísmico en las conexiones son mucho menores que las respectivas resistencias provistas en cualquier conexión. Esto sucede porque las acciones críticas durante un evento sísmico son grandes sólo en la base de la estructura (cabeza del pilote), y las fuerzas internas disminuyen proporcionalmente con la profundidad por la acción de la resistencia del suelo que rodea al pilote. Adicionalmente se tiene, que las conexiones de los tramos de los pilotes se instalan cerca del punto medio de la longitud total del pilote, en un sitio localizado generalmente a más de 10 metros de profundidad. Por estas razones, todas las conexiones estudiadas se consideran sísmicamente seguras.
- En el **desempeño estructural de las conexiones de tramos de pilotes**, las condiciones críticas ocurren durante la etapa de hinca, debido a la acción de la Carga Dinámica Máxima Probable sobre la cabeza del pilote, cuando dicha carga actúa con las excentricidades analizadas (0.5% y 1%).

Cuando esta etapa se realice dentro de suelos muy densos, con el incremento de los ciclos de carga a cerca de 1 000 golpes en el último metro de hinca, se puede producir el fenómeno de disminución de capacidad de la carga del pilote por fatiga a bajo ciclaje. En cuyo caso, la Carga Dinámica aplicada debe ser menor a 0.95 veces la Carga Dinámica Máxima Probable que pueden resistir las conexiones.

- En las **conexiones de tramos de pilotes utilizadas en el país de tipo pasadores de corte (dowel bars)** se demostró que en estado crítico, son mucho más débiles que las demás, puesto que alcanzan su estado de resistencia límite cuando la excentricidad de hinca es apenas 0.35%. (Se considera que una excentricidad del 0.5% es bastante común en condiciones de hinca normales y 1% es grande e inusual). Adicionalmente, el diseño de este tipo de conexión está limitado a un máximo de 8 varillas, por el limitado espacio dentro del cuerpo del pilote para elaborar la unión de las varillas de acero del primer tramo, con los agujeros prefabricados del segundo. Por lo que se requiere un proceso constructivo de alta calidad en el estricto control de la excentricidad a un valor menor a 0.35%.

El comportamiento de estas conexiones es frágil, cuando por acción de excentricidades del orden de 0.5% a 1%, gobierna la falla de los pasadores por mecanismos de falla por adherencia, anclaje o corte, Si dicho mecanismo de falla pudiere ser evitado por una correcta ejecución de la hinca con excentricidades menores a 0.35%, gobernaría un mecanismo de falla dúctil en el pilote por la acción de las cargas axiales máximas y momentos flectores de diseño

- En la **conexión de tramos de pilote utilizada en el país de tipo placas soldadas**, se comprobó que el mecanismo de falla gobernante es la falla del cordón de soldadura de tipo filete que une el encamisado tubular con el cuerpo del pilote. Dicho mecanismo es de tipo frágil y debe ser evitado proporcionando soldaduras robustas que se comporten elásticas para la acción de la Carga Dinámica Axial Máxima Probable. Para excentricidades de 0.5 y 1%, se recomienda utilizar placas con espesores de 12 y 18mm, respectivamente; de tal manera que las dimensiones de las soldaduras (pies y gargantas) proporcionen las resistencias requeridas. El mecanismo de falla de las placas que forman la sección tubular del encamisado es por pandeo y no gobierna el mecanismo de falla de la conexión, pero dado que dicho mecanismo de falla es frágil y no constituye un mecanismo de

falla deseable, se debe verificar que la longitud de las placas (0.7 m en los análisis) sea reducida, cuando sea posible, y en ningún caso incrementada.

Se demostró para esta conexión que con un incremento de excentricidad del 0.5 y 1%, se tiene un incremento de esfuerzos en la placa crítica (en la cual la excentricidad actúa directamente) de 1.5 y 2.0 veces el esfuerzo promedio que el caso que no hubiera excentricidad.

En función del espesor de las placas y el material de relleno usado en la junta horizontal entre pilotes, se deriva por el encamisado tubular de placas soldadas una fuerza de del 30 al 52% de la Carga Axial de la hincá. Esto hace a las conexiones soldadas axialmente muy rígidas y mientras se mantengan los esfuerzos de hincá dentro del rango elástico (sin romper soldaduras) son muy robustas y ofrecen un comportamiento de pilote monolítico que las hace ser las de mayor aceptación de parte de los ejecutores de la hincá de pilotes.

- En la evaluación estructural de las **conexiones de tramos de pilotes usadas (patentadas) en otros países** de tipo Herkules y AAB se considera que dichas conexiones son muy robustas y no fallan, consideración que se hace en razón de su calidad y volumen de los materiales empleados en su diseño.

Dichas conexiones son así mismo, mucho más costosas que las conexiones usadas en nuestro País. Por lo anterior se concluye que la falla en ellas ocurriría en secciones adyacentes del pilote al exterior del volumen de la conexión. El mecanismo de falla del pilote en una sección adyacente a una conexión robusta que no falla, debe estar gobernado por la fluencia de las varillas de acero (mecanismo de falla dúctil) y no por la falla por adherencia y anclaje de dichas varillas (si el pilote es bien diseñado).

- En la elaboración de la **propuesta alternativa de conexión de tramos de pilote** se aprovechó las ventajas de un encamisado de placas en forma tubular que posee la conexión soldada, pero se buscó un comportamiento dúctil a la falla reemplazando el material de soldadura de filete por pernos (varillas roscadas) de acero que atraviesan ambos tramos del pilote transversalmente. Los análisis realizados para la conexión alternativa, demuestran que el cambio del cordón de soldadura de filete por pernos de acero dúctiles es una buena opción para mejorar el desempeño de una conexión robusta, permisible a grandes excentricidades de hinca (0,5% y 1%).

Otra ventaja adicional a su mecanismo de falla dúctil, es la posibilidad de derivar por el encamisado tubular de placas de acero una fuerza menor que la que fluye por el encamisado cuando las placas se sueldan rígidamente al cuerpo del pilote. Al considerar un área de fricción del 50% del área de las placas, se obtiene el porcentaje de carga axial que fluye por el encamisado es del 23% y el 34% (entre el 65% y 77% la magnitud de la fuerza que fluye por conexiones soldadas). Lo anterior se traduce en una potencial economía en el espesor de las placas, siendo indispensable garantizar el área de fricción del 50% entre placas acero y cuerpo de pilote de hormigón para impedir que ocurra un deslizamiento del encamisado de acero sobre el cuerpo del pilote que pueda producir una falla frágil por corte de los pernos durante la hinca. Se observó que los esfuerzos en los pernos son muy elevados cuando se usan áreas de fricción menores al 50% y podrían ser óptimos para una condición cercana al 75% (condición que no se ha analizado).

Para las conexiones alternativas con pernos transversales, las máximas concentraciones de esfuerzos debido al estado crítico ocurren en la unión perno-placa en la cara donde la excentricidad actúa directamente, produciendo esfuerzos en los pernos para hinca con excentricidades de 0.5 y 1%, de 1.6 y 2.2 veces del esfuerzo promedio para condición de hinca sin excentricidad.

Con el modelo matemático utilizado para la conexión alternativa de "pernos trabajando a corte" se calculan los estados de cargas y esfuerzos cuando los pernos alcanzan fluencia en un solo punto dentro de las zonas de concentraciones de esfuerzos. El análisis elástico realizado a la primera fluencia de los pernos es limitado, porque evalúa los esfuerzos en el rango elástico y no permite estimar los estados de cargas y esfuerzos en los elementos de la conexión cuando los pernos alcanzan fluencia en su sección transversal completa para un estado de plastificación a bajas deformaciones unitarias en el acero ($\epsilon_y = 0.0021$) $< \epsilon < 0.02\%$. Para esta investigación se consideró seguro que en todos los puntos de los pernos los esfuerzos estén elásticos, excepto en aquel punto donde se alcanza fluencia. Sin embargo, éste criterio de diseño es muy conservador y da como resultado que se requieran un número impráctico e irreal de pernos. Se recomienda que en investigaciones futuras, se utilice un modelo inelástico no lineal para diseñar los pernos hasta el estado de su plastificación completa a bajas deformaciones unitarias, con lo cual se estima a priori, que se requeriría alrededor de la mitad de los pernos que son requeridos por el modelo de análisis elástico utilizado en esta investigación. Con el modelo de análisis elástico utilizado, se encontró que la conexión alternativa requiere de una combinación de 8 pernos de acero ASTM A913 trabajando elásticamente para esfuerzos de corte, placas de acero de 10 y 15 mm de espesor, sometidos a excentricidades de 0.5 y 1 %, respectivamente .

Se descubrió que tanto para conexiones tipo alternativas de pernos transversales, como para la conexión tipo soldada (conexiones que tengan contacto íntimo de las caras superiores e inferiores de los tramos de pilotes), es mejor el uso de Grout epóxico como material de contacto entre los 2 tramos, en reemplazo del fibro-cemento o cualquier otro material de sacrificio (de bajo módulo elástico, baja resistencia a la compresión). Los materiales de relleno de baja resistencia tienden a triturarse, lo que incrementa el porcentaje de fuerza axial que toma el encamisado tubular de la conexión

(aproximadamente 1.25 veces en conexión de placas soldadas y 1.55 veces para la conexión alternativa). Este fenómeno resultaría en cargas actuantes mayores sobre los elementos de la conexión, dando como resultado una conexión más costosa.

- Efectuando un **análisis económico** comparativo de la conexión de tramos de pilotes alternativa con las conexiones utilizadas en el país de tipo soldadas, esta resulta entre 15-10% menos para conexiones resistentes a excentricidades de 0.5 y 1%. La conexión empleada en el país de pasadores (dowel bars) tiene un costo muy inferior (menos del 40%) a las otras pero solo puede aprovecharse en condiciones de hincas óptimas con excentricidad menor al 0.35%, es decir si el pilote mientras es hincado empieza a exceder este límite de inclinación los momentos actuantes serían mayores que las resistencias provistas pudiendo producir una falla prematura por flexión. Este mecanismo de falla en los otros tipos de conexiones que mantengan un diseño adecuado ocurriría con una excentricidad alta (1% se considera excentricidad grande e inusual).

Se encontró también que un control de excentricidades de hincas tanto en conexión de tramos de pilote de tipo alternativa de pernos transversales, como de tipo soldada derivaría en una disminución de los costos, ya que al aumentar la excentricidad a 0.5% y 1% los costos se incrementan 10 y 20% para la conexión soldada y hasta un 10% en la conexión alternativa. Se considera posible limitar la excentricidad de hincas al 0.5% (5 cm de desplome por cada 10 metros de pilote) y diseñar a las conexiones con ese requerimiento de excentricidad máxima tolerable.

Finalmente, como se demostró, el uso de la conexión alternativa de pernos transversales debido a su viable fabricación en el país (por materiales y mano de obra) generaría un ahorro de costos y tiempo en la hincas de pilotes, satisfaciendo los requerimientos sísmicos y estructurales máximos posibles en estado de servicio y de hincas.

BIBLIOGRAFIA

Foundation design principles and practices, Donald C.Coduto, 2001

Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 2001

Mecánica de suelos, William T. Lambe, 1979

Entrevista INTISA (Ingeniería de la Tierra S.A.), septiembre de 2012

Manual de Construcción de Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2001

Unified Facilities Criteria, Department of transportation of Florida, 2004.

American Concrete Institute ACI -318, 2008

American Institute of Steel Construction (AISC) 13th edition, 2006

Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Oscar M. González Cuevas, 1990

Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD, Jack McCormac, 2000

Atlas of fatigue curves, Howard E. Boyer, 1986

Sap 2000 user manual, Computer and engineering, 2009

L-Pile Software manual – A program for the analysis of deep foundations under lateral loading, 2010,Shin Tower Wang, William M. senhower, 2010

ANEXOS

Anexo 1 - Capacidad portante de modelo geotécnico

Anexo 2 - Cálculo de capacidad de carga ultimas por formulas dinámicas de hinca para martillo B-505

Anexo 3 - Cálculo de capacidad de carga axial, momento y cortante del pilote como elemento de hormigón armado

Anexo 4 - Evaluación estructural de conexiones de pasadores de corte.

Anexo 5 - Porcentaje de fuerza actuante en placas de conexión soldada.

Anexo 6 - Cálculo de resistencia del cordón de soldadura.

Anexo 7 - Relación de fuerza actuante y resistencia provista en elemento soldadura en conexión de placas soldadas con excentricidad.

Anexo 8 - Diseño de placas de conexión soldada.

Anexo 9 - Diseño de placas para conexión alternativa de pasadores de corte.

Anexo 10 Análisis de precios unitarios

ANEXO #1

Analisis de Capacidad de carga en pilotes

Capacidad por fuste															
Prof m	Suelo SUCS	γ_t (Ton/m3)	Su (NC) (ton/m2)	ϕ grados	svo (T/m2)	Uo (T/m2)	svo' (NC) (T/m2)	δ'/ϕ' (PROMEDIO)	δ	K	β Beta	α Alfa	fs	Qs Ton	
0					0	0	0	SE DESPRECIA RESISTENCIA HASTA 2m,							
1					2	0	2	RELLENO REMOVIDO PARA CONSTRUCCION DE PILOTES							
2	GM	2	0	36	4	0	4								
3					5.5	1	4.5								
4					7	2	5								
5					8.5	3	5.5								
6	CH (OC)	1.5	1.5		10	4	6					1	1.50	20.78	
7					11.5	5	6.5								
8					13	6	7								
9					14.5	7	7.5								
10					16	8	8								
11					17.5	9	8.5								
12					19	10	9								
13			1.5		20.5	11	9.5					0.9	1.91	26.73	
14					22	12	10								
15					23.5	13	10.5								
16					25	14	11								
17					26.5	15	11.5								
18					28	16	12								
19					29.5	17	12.5								
20					31	18	13								
21			1.7		32.5	19	13.5					0.9	2.16	34.62	
22					34	20	14								
23					35.5	21	14.5								
24					37	22	15								
25					38.5	23	15.5								
26					40	24	16								
27					41.5	25	16.5								
28	CH (NC)	1.5	2.8		43	26	17					0.9	3.56	49.89	
29					45	27	18								
30	SM	2		36	47	28	19	0.92	33.12	2.89	0.65		35.06	70.11	
Capacidad por fuste total													199.88		

NIVEL FREATICO

Se utilizara adicional capacidad por punta aunque esta empezara a desarrollarse en d=0.05 m de asentamiento

arcillas:
arenas:

K= coeficiente de presion de tierra en reposo

δ = angulo de friccion suelo pilote
 Cu= resistencia al corte media no drenada
 Fs= resistencia unitaria por friccion
 qp= resistencia de punta unitaria
 Arcillas: Metodo Alfa
 Resto: Metodo Beta
 $s_v = \gamma_t * z$
 $u_o = \gamma_w * z$
 $K = 0.75 K_p$
 $Q_s = f_s * 4BH$

Capacidad por punta

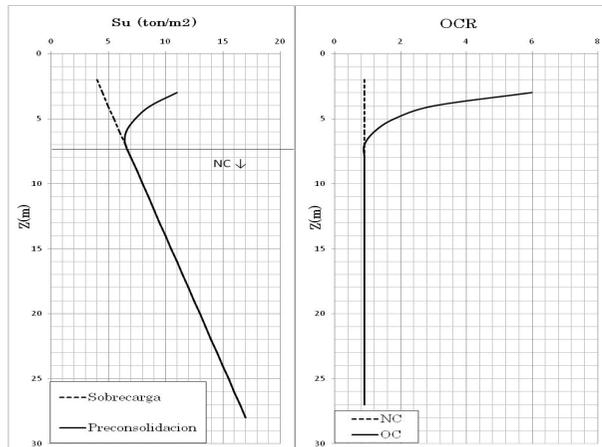
tabla ϕ		tabla				ton/m ²			
N60	dc/bi	dc	db	db/B	Nq	qp	NCORR	q limite	Qp
30.00	11.00	5.50	2.00	4.00	110.00	2156.00	21.43	857.14	539.00

Capacidad ultima
738.88 Ton

Capacidad de trabajo fs= 3
247.045667 Ton

Aplicación de criterio de sobre resistencia estimada del suelo $Q(\text{conexión}) = Q * FS$
 FS= 1.3
 963.4781 Ton

Variación de Su y OCR vs profundidad en el modelo geotécnico



Abacos Usados

ANEXO #2

Calculo de capacidad de carga ultima por formulas dinamicas de hinca para martillo B-4505

En un golpe por centimetro de penetracion (S=1)

Formula ENR: Engineering News Record

$$Q_u = \frac{E * H_e}{S + C}$$

He= 75900.00 lb-pie = 10510.60 Kg-m = 10.51 T-m
 (energia de impacto para martillo B-3505 previamente seleccionado)
 E= 0.80 eficiencia del martillo
 S= 1.00 cm (penetracion del pilote promedio por golpe)
 C= 2.54 (constante para martillos de gravedad-Diesel)
 entonces:
 Qu= 237.53

Formula ENR: Engineering News Record Modificada

$$Q_u = \frac{E W_r h}{S + C} \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}$$

E= 0.80 eficiencia del martillo
 S= 1.00 cm (penetracion del pilote, valor promedio de los ultimos golpes de hincado)
 C= 0.25 (constante para martillos de gravedad-Diesel, unidades en cms)
 n= 0.45 coeficiente de restitution cabezal-martillo para almohadilla de madera
 Wp= 18.00 ton peso del pilote
 Wr= 3.00 ton peso de la parte movil martillo
 h= 3.00 m altura de caida
 entonces:
 Qu= 181.68 ton

Formula Danesa

$$Q_u = \frac{E * H_E}{s + \sqrt{\frac{E H_E L}{2 A_p E_p}}}$$

E= 0.80 eficiencia del martillo
 He= 10.51 ton-m energía de impacto
 Ep= 270000.00 kg/cm2 2700000.00 ton/m2 módulo de elasticidad del pilote
 L= 30.00 m longitud total
 Ap= 0.25 m2 Area de la seccion transversal del pilote
 S= 0.01 penetracion promedio por golpe
 entonces:
 Qu= 355.25 ton

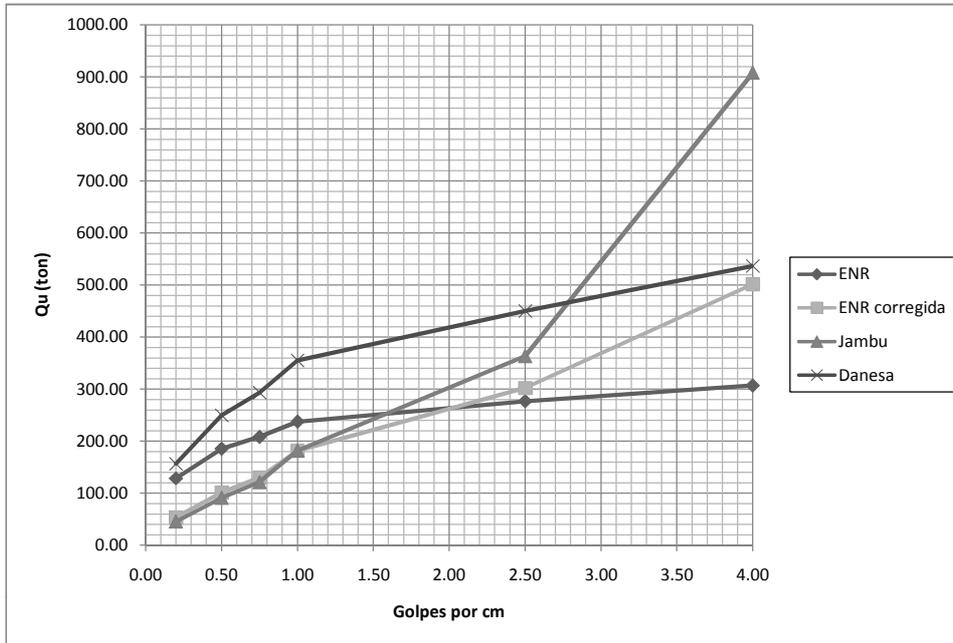
Formula de Janbu

$$Q_u = \frac{E * H_E}{K'u * S}$$

Cd= 1.65 $Cd = 0.75 + 0.15(Wp/Wr)$
 $\lambda = \left(\frac{E H_E L}{A_p E_p S^2} \right)$
 K'u= 4.63 $K'u = Cd(1 + \sqrt{\lambda cd})$

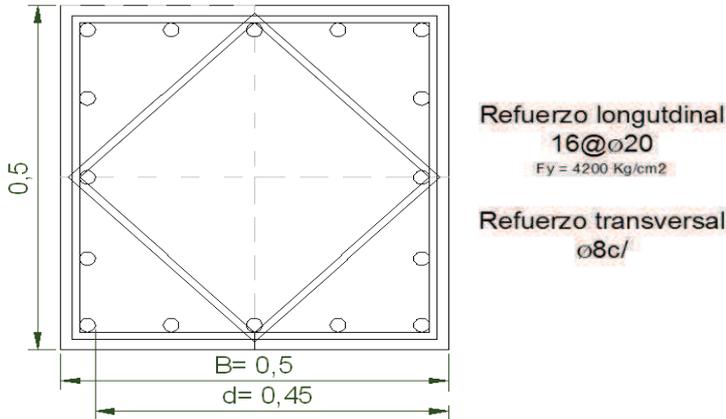
entonces:
 Qu= 181.55 Ton

Penetracion por golpe (cm)	Golpes por cm	Qu por formula ENR	Qu por formula ENR corregida	Formula Janbu	Formula Danesa
0.20	4.00	306.88	501.83	907.77	536.61
0.50	2.50	276.59	302.16	363.11	450.39
1.00	1.00	237.53	181.68	181.55	355.25
1.50	0.75	208.13	129.89	121.04	293.29
2.00	0.50	185.21	101.08	90.78	249.74
4.00	0.20	128.57	53.56	45.39	156.67



Anexo #3

Capacidad de carga axial, momento y cortante del pilote (como elemento de hormigon armado)



Propiedades del pilote

b=	50 cm
d=	45 cm
γ=	0.02 cuantia de acero
Ag=	2500 cm ² Area gruesa
Ast=	50 cm ² Area de acero
Φ=	20 mm diametro de varilla
Avar=	3.14 Area c/varilla
# Var=	16 Numero de varillas
f'c=	420 kg/cm ²
fy=	4200 kg/cm ²

Carga axial y momento

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-2)$$

Pn=	1033.20 ton
Φ=	0.65 Factor de seguridad carga axial
ΦPn=	537.26 ton 5265.187 kn

$$Mu = A_{st(traccion)} * Fy * jd$$

Mn=	47.25 ton · m
Φ=	0.90 Factor de seguridad momento
ΦMn=	42.53 ton · m 416.75 kn · m

Cortante

$V_n = V_c + V_s$ Cortante nominal = Cortante del concreto + cortante del acero

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-4)$$

$V_c =$ 61.95

Diam. Var = 8.00 mm

Avar = 0.50 cm² Area c/varilla

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (11-15)$$

$V_s =$ 21.11 11-15 ACI

$V_n =$ 83.07 ton

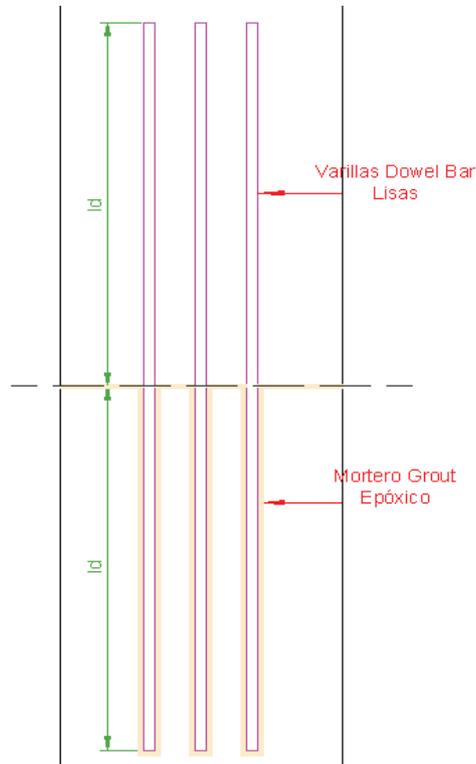
$\Phi =$ 0.75 factor de seguridad para cortante

$\Phi V_n =$ 62.30 ton = 610.53 kn

ANEXO #4

Evaluacion estructural de conexión de pasadores de corte (Dowel Bars)

Longitud de desarrollo



L= 0.50 m
 Dowel Bars # 25.00
 fy= 4200.00 kg/cm2
 fc= 420.00 kg/cm2

$$l_d = \frac{f_y}{3.5 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b$$

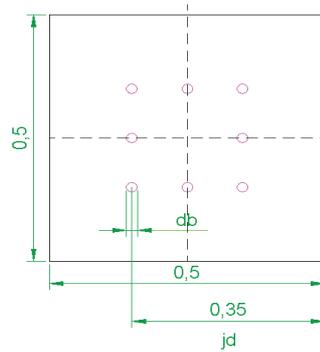
ψe = 1 por Revestimiento epoxico
 ψt = 1 por ubicación de refuerzo (no superior)
 ψs = 1 por tamaño de refuerzo, barras > 22 mm
 (cb + Ktr) / 2.5 no mayor a 2.5 en excelente confinamiento
 λ = 1 hormigon NO alivianado

Varilla #	Ld (cm)
25	70.26
28	78.70
32	89.94

Flexo - compresion

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-2)$$

$$Mu = A_{st(traccion)} * Fy * jd$$



$\Phi =$ 0.65 carga axial
 $A_g =$ 2500.00 cm²
 $N \text{ var} =$ 4 (total)
 $N \text{ var} =$ 6 (total)
 $N \text{ var} =$ 8 (total)

$\Phi =$ 0.90 flexion
 $N \text{ var} =$ 2 (en zona de traccion)
 $N \text{ var} =$ 3 (en zona de traccion)
 $N \text{ var} =$ 4 (en zona de traccion)

$jd =$ 35.00 cm

Numero de Varillas	Varilla #	A Var (cm ²)	Total Ast (cm ²)	Traccion Ast (cm ²)	Pn (Ton)	ΦPn (Ton)	Mn (ton·m)	ΦMn (ton·m)
4	25	4.91	19.63	9.82	967.96	503.34	14.43	12.99
	28	6.16	24.63	12.32	987.15	513.32	18.10	16.29
	32	8.04	32.17	16.08	1016.13	528.39	23.64	21.28
6	25	4.91	29.45	14.73	1005.69	522.96	21.65	19.48
	28	6.16	36.95	18.47	1034.48	537.93	27.15	24.44
	32	8.04	48.25	24.13	1077.94	560.53	35.47	31.92
8	25	4.91	39.27	19.63	1043.41	542.58	28.86	25.98
	28	6.16	49.26	24.63	1081.81	562.54	36.21	32.59
	32	8.04	64.34	32.17	1139.76	592.67	47.29	42.56

Cortante

Modelo de calculo Teoria (shear friction - ACI)

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (11-25)$$

u= 0.60 concreto sobre concreto no intensionalmente rugoso (grout)
 Φ= 0.65 cortante

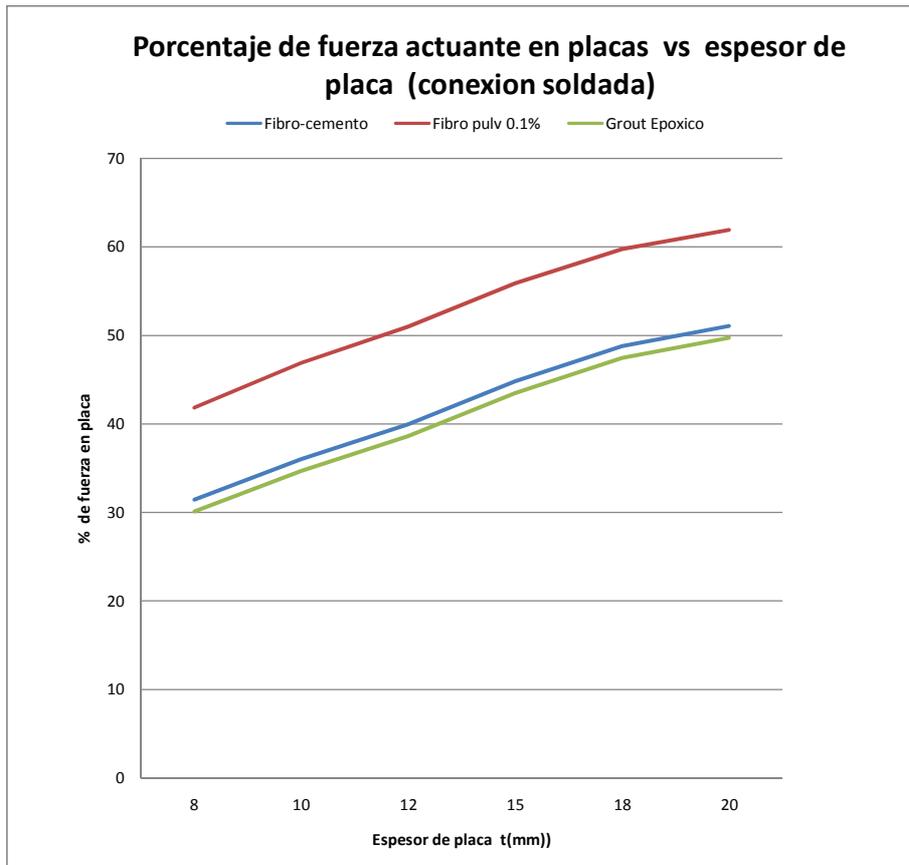
Varilla #	cm2 Avf	Numero de Varillas	Ton Vn	Ton ΦVn	ΦVn en seccion
25	4.91	4.00	49.48	32.16	62.30
28	6.16	4.00	62.07	40.34	62.30
32	8.04	4.00	81.07	52.69	62.30
25	4.91	6.00	74.22	48.24	62.30
28	6.16	6.00	93.10	60.52	62.30
32	8.04	6.00	121.60	79.04	62.30
25	4.91	8.00	98.96	64.32	62.30
28	6.16	8.00	124.14	80.69	62.30
32	8.04	8.00	162.14	105.39	62.30

ANEXO # 5

Porcentaje de fuerza actuante en placas vs espesor de placa (conexión soldada)

Espesor(t)	Material - Junta	fuerza (%)
8	fibro-cemento (pulv)	42
10	fibro-cemento (pulv)	47
12	fibro-cemento (pulv)	51
15	fibro-cemento (pulv)	56
18	fibro-cemento (pulv)	60
20	fibro-cemento (pulv)	62
8	fibro - cemento	31
10	fibro - cemento	36
12	fibro - cemento	40
15	fibro - cemento	45
18	fibro - cemento	49
20	fibro - cemento	51
8	Grout Epoxico	30
10	Grout Epoxico	35
12	Grout Epoxico	39
15	Grout Epoxico	43
18	Grout Epoxico	47
20	Grout Epoxico	50

Excentricidad %	Momento Ton - m
0	0
0.5	50
1	100



ANEXO # 6

Calculo de resistencia de cordòn de soldadura

Soldadura

tipo: SMAW
 Electrodo E7018
 Fu 70 ksi 4921.7 kg/cm²

Material base

tipo: A36
 Fy: 36 ksi 2531.2 kg/cm²
 Fu: 70 ksi 4921.7 kg/cm²
 l: 19.7 pulg 0.5 m longitud de soldadura cada cara
 L: 78.74 pulg 2.00 m longitud de soldadura total

* par aun lado de la soldadura

m		pulg.				Rnw (kips/pulg)		ΦRnw (kips/pulg)		Tu	
t (placa)	t(garganta)	e	te	te(min)	te(max)	Base	Sold.	Base	Sold.	kips	Ton
0.008	0.006	0.3	0.22	0.19	0.25	19.84	15.91	14.88	11.93	234.82	106.74
0.010	0.007	0.4	0.28	0.19	0.33	24.80	20.87	18.60	15.65	308.06	140.03
0.012	0.008	0.5	0.33	0.19	0.41	29.76	25.83	22.32	19.37	381.29	173.32
0.015	0.011	0.6	0.42	0.25	0.53	37.20	33.27	27.90	24.95	491.15	223.25
0.018	0.013	0.7	0.50	0.25	0.65	44.65	40.71	33.48	30.53	601.01	273.18
0.020	0.014	0.8	0.56	0.3	0.72	49.61	45.67	37.20	34.25	674.24	306.47

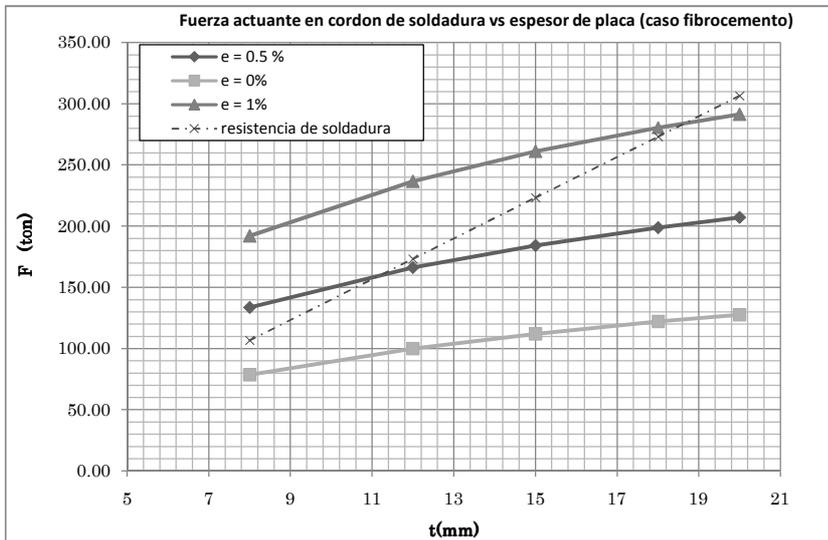
- e= espesor de placa
- te= garganta efectiva de soldadura
- Rnw= resistencia nominal teorica
- ΦRnw = resistencia de diseno
- Tu= carga ultima

ANEXO # 7

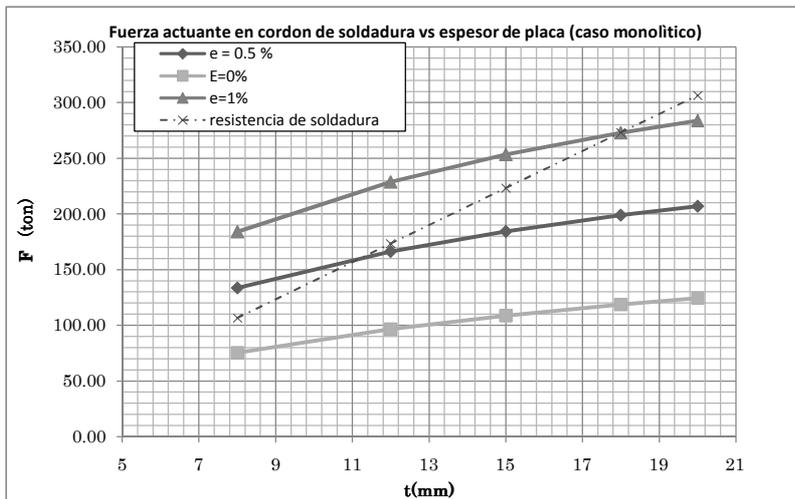
RELACION DE FUERZA ACTUANTE Y RESISTENCIA PROVISTA EN ELEMENTO SOLDADURA EN CONEXIÓN DE PLACAS SOLDADAS CON EXCENTRICIDAD

CASO FIBRO CEMENTO

CASO FIBRO CEMENTO				
t (mm)	E %	Fuerza actuante en Sold L=0.50 (ton)	Resistencia de Sold L=0.5 (ton)	Relacion carga/resistencia
8	0	78.63	106.74	0.74
10		99.89	173.32	0.58
15		112.06	223.25	0.50
18		122.01	273.18	0.45
20		127.70	306.47	0.42
8	0.5	133.61	106.74	1.25
12		166.13	173.32	0.96
15		184.26	223.25	0.83
18		198.83	273.18	0.73
20		207.06	306.47	0.68
8	1	192.09	106.74	1.80
12		236.61	173.32	1.37
15		261.07	223.25	1.17
18		280.56	273.18	1.03
20		291.49	306.47	0.95

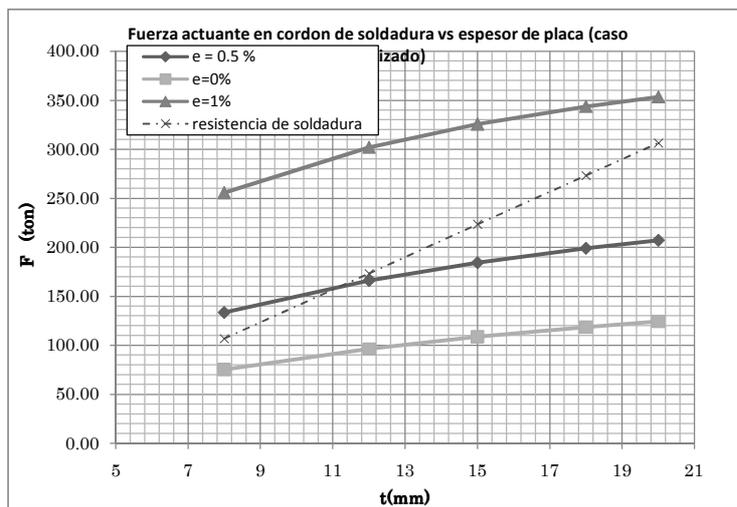


CASO EPOXICO				
t (mm)	E %	Fuerza actuante en Sold L=0.50 (ton)	Resistencia de Sold L=0.5 (ton)	Relacion carga/resistencia
8	0	75.31	106.74	0.71
10		96.56	173.32	0.56
15		108.74	223.25	0.49
18		118.67	273.18	0.43
20		124.36	306.47	0.41
8	0.5	127.96	106.74	1.20
12		160.60	173.32	0.93
15		178.79	223.25	0.80
18		193.37	273.18	0.71
20		201.64	306.47	0.66
8	1	183.97	106.74	1.72
12		228.74	173.32	1.32
15		253.32	223.25	1.13
18		272.85	273.18	1.00
20		283.87	306.47	0.93



CASO FIBROCEMENTO PULVERIZADO

CASO FIBROCEMENTO PULVERIZADO				
t (mm)	E %	Fuerza actuante en Sold L=0.50 (ton)	Resistencia de Sold L=0.5 (ton)	Relacion carga/resistencia
8	0	104.61	106.74	0.98
10	0	127.50	173.32	0.74
15	0	139.82	223.25	0.63
18	0	149.49	273.18	0.55
20	0	154.86	306.47	0.51
8	0.5	158.79	106.74	1.49
12	0.5	200.23	173.32	1.16
15	0.5	223.47	223.25	1.00
18	0.5	242.19	273.18	0.89
20	0.5	252.83	306.47	0.82
8	1	255.54	106.74	2.39
12	1	302.04	173.32	1.74
15	1	325.74	223.25	1.46
18	1	343.73	273.18	1.26
20	1	353.48	306.47	1.15



**ANEXO 8
CONEXIÓN SOLDADA**

Diseño de placas (criterio de falla critico: Pandeo flexionante)

Acero A36 - material de junta epoxico

e=	0.00 %	Excentricidad
K=	1.00	constante de rigidez
L=	0.71 m	Longitud
L=	27.95 pulg	
L=	2.33 pie	
KL=	27.95 pulg	Longitud efectiva
Acero	A36	
fy=	36 ksi	
E	29000.00	
Φc	0.90	
limite λp	68.69 compacto	
limite λr	161.78 no compacto	

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact) $2.42\sqrt{E/F_y}$	λ_r (noncompact) $5.70\sqrt{E/F_y}$	
13	Flanges in webs of rectangular HSS	h/t			

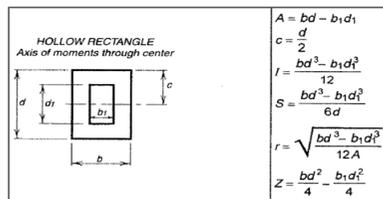
Condicion de Mu= 0%

L (pulg)	e(m)	e(pulg)	d-b	d1- b1	c	Area(pulg2)	r (pulg)	Pu (ton)	Pu (kips)	b/t	compacta	KL/R	Fcr	ΦcPn	ΦcPn>PU
19.69	0.008	0.31	20.31	19.69	10.16	25.20	8.17	301	663	62.50	ok	3.42	35.98	815.87	ok
19.69	0.010	0.39	20.47	19.69	10.24	31.62	8.20	347	764	50.00	ok	3.41	35.98	1023.86	ok
19.69	0.012	0.47	20.63	19.69	10.31	38.09	8.23	386	850	41.67	ok	3.40	35.98	1233.46	ok
19.69	0.015	0.59	20.87	19.69	10.43	47.90	8.28	435	957	33.33	ok	3.38	35.98	1550.87	ok
19.69	0.018	0.71	21.10	19.69	10.55	57.81	8.33	475	1044	27.78	ok	3.36	35.98	1871.90	ok
19.69	0.020	0.79	21.26	19.69	10.63	64.48	8.36	497	1094	25.00	ok	3.34	35.98	2087.93	ok

ΦcPn = resistencia de diseño al pandeo flexionante

t= espesor

d,b,d1,b1,c= propiedades geometricas



r= radio de giro

pu= carga axial

b/t= relacion longitud - espesor

KL/r = relacion de esbeltez

Fe= esfuerzo critico de pandeo elastico

Fcr= esfuerzo critico de pandeo flexionante

$\Phi_c P_n$ = resistencia provista

$\Phi_c P_n > P_U$ = relacion resistencia provista sobre resistencia ultima

Condicion de Mu= 0.5%

e(m)	I	pu/ $\Phi_c P_n$	Z	Lp	$\Phi_b M_{nx}$	pe1	B1	Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
0.01	1680.21	0.85	188.99	33.99	510.28	615476.07	1.00	31.45	227.38	1.23	no
0.01	2125.45	0.77	238.11	34.13	642.91	778573.87	1.00	35.10	253.81	1.07	no
0.01	2581.09	0.71	288.00	34.27	777.60	945479.21	1.00	39.15	283.06	0.96	ok
0.02	3284.39	0.64	364.27	34.47	983.52	1203105.11	1.00	41.92	303.07	0.83	ok
0.02	4011.99	0.57	442.28	34.68	1194.15	1469630.75	1.00	44.64	322.75	0.73	ok
0.02	4510.82	0.54	495.27	34.82	1337.23	1652358.78	1.00	49.67	359.08	0.68	ok

Condicion de Mu= 1%

Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
58.24	421.07	1.58	no
65.01	470.02	1.42	no
78.30	566.13	1.19	no
74.23	536.68	1.06	no
89.28	645.50	0.89	ok
99.33	718.16	0.85	ok

Lp= longitud limite para fuerza maxima a flexion

$\Phi_b M_{nx}$ = resistencia al diseo por flexion

pe1= resistencia al pandeo de euler

b1= factor de mayoracion de momentos por efecto puδ

CM= factor de modificacion de momentos por efecto de restriccion de desplazamientos

**ANEXO 8
CONEXIÓN SOLDADA**

Diseño de placas (criterio de falla critico: Pandeo flexionante)

Acero 572gr50 - material de junta epoxico

e=	0.00 %	Excentricidad
K=	1.00	constante de rigidez
L=	0.71 m	Longitud
L=	27.95 pulg	
L=	2.33 pie	
KL=	27.95 pulg	Longitud efectiva
Acero	a576gr50	
fy=	50 ksi	
E	29000.00	
Φc	0.90	
limite λp	58.28 compacto	
limite λr	137.27 no compacto	

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
13	Flanges in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

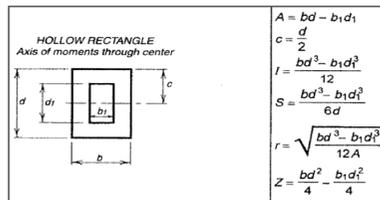
Condicion de Mu= 0%

L (pulg)	e(m)	e(pulg)	d-b	d1- b1	c	Area(pulg2)	r (pulg)	Pu (ton)	Pu (kips)	b/t	compacta	KL/R	Fe	Ksi	kips	satisface	
19.69	0.008	0.31	20.31	19.69	10.16	25.20	8.17	301	663	62.50	ok		3.42	24426.71	49.96	1132.89	ok
19.69	0.010	0.39	20.47	19.69	10.24	31.62	8.20	347	764	50.00	ok		3.41	24622.78	49.96	1421.69	ok
19.69	0.012	0.47	20.63	19.69	10.31	38.09	8.23	386	850	41.67	ok		3.40	24820.37	49.96	1712.73	ok
19.69	0.015	0.59	20.87	19.69	10.43	47.90	8.28	435	957	33.33	ok		3.38	25119.59	49.96	2153.48	ok
19.69	0.018	0.71	21.10	19.69	10.55	57.81	8.33	475	1044	27.78	ok		3.36	25422.22	49.96	2599.26	ok
19.69	0.020	0.79	21.26	19.69	10.63	64.48	8.36	497	1094	25.00	ok		3.34	25625.86	49.96	2899.24	ok

ΦcPn = resistencia de diseño al pandeo flexionante

t= espesor

d,b,d1,b1,c= propiedades geometricas



r= radio de giro

pu= carga axial

b/t= relacion longitud - espesor

KL/r = relacion de esbeltez

Fe= esfuerzo critico de pandeo elastico

Fcr= esfuerzo critico de pandeo flexionante

$\Phi_c P_n$ = resistencia provista

$\Phi_c P_n > P_U$ = relacion resistencia provista sobre resistencia ultima

Condicion de Mu= 0.5%

e(m)	I	pu/ $\Phi_c P_n$	Z	Lp	$\Phi_b M_{nx}$	pe1	B1	Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
0.01	1680.21	0.85	188.99	33.99	510.28	615476.07	1.00	31.45	227.38	0.88	ok
0.01	2125.45	0.77	238.11	34.13	642.91	778573.87	1.00	35.10	253.81	0.77	ok
0.01	2581.09	0.71	288.00	34.27	777.60	945479.21	1.00	39.15	283.06	0.69	ok
0.02	3284.39	0.64	364.27	34.47	983.52	1203105.11	1.00	41.92	303.07	0.60	ok
0.02	4011.99	0.57	442.28	34.68	1194.15	1469630.75	1.00	44.64	322.75	0.53	ok
0.02	4510.82	0.54	495.27	34.82	1337.23	1652358.78	1.00	49.67	359.08	0.49	ok

Condicion de Mu= 1%

Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
58.24	421.07	1.14	no
65.01	470.02	1.02	no
78.30	566.13	0.86	no
74.23	536.68	0.76	no
89.28	645.50	0.64	ok
99.33	718.16	0.61	ok

Lp= longitud limite para fuerza maxima a flexion

$\Phi_b M_{nx}$ = resistencia al diseo por flexion

pe1= resistencia al pandeo de euler

b1= factor de mayoracion de momentos por efecto puδ

CM= factor de modificacion de momentos por efecto de restriccion de desplazamientos

**ANEXO 8
CONEXIÓN SOLDADA**

Diseño de placas (criterio de falla critico: Pandeo flexionante)

Acero 572gr50 - material de junta fibrocemento pulverizado

e=	0.00 %	Excentricidad
K=	1.00	constante de rigidez
L=	0.71 m	Longitud
L=	27.95 pulg	
L=	2.33 pie	
KL=	27.95 pulg	Longitud efectiva
Acero	a576gr50	
fy=	50 ksi	
E	29000.00	
Φc	0.90	
limite λp	58.28 compacto	
limite λr	137.27 no compacto	

TABLE B4.1 (cont.) Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements					
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
13	Flanges in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

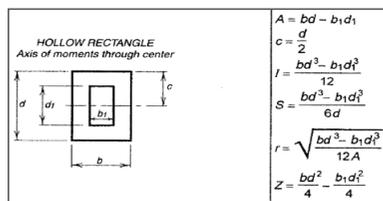
Condicion de Mu= 0%

L (pulg)	e(m)	e(pulg)	d-b	d1- b1	c	Area(pulg2)	r (pulg)	Pu (ton)	Pu (kips)	b/t	compacta	KL/R	Fcr	ΦcPn	ΦcPn>PU
19.69	0.008	0.31	20.31	19.69	10.16	25.20	8.17	418	921	62.50	ok		3.42	49.96	1132.89 ok
19.69	0.010	0.39	20.47	19.69	10.24	31.62	8.20	469	1032	50.00	ok		3.41	49.96	1421.69 ok
19.69	0.012	0.47	20.63	19.69	10.31	38.09	8.23	510	1122	41.67	ok		3.40	49.96	1712.73 ok
19.69	0.015	0.59	20.87	19.69	10.43	47.90	8.28	559	1230	33.33	ok		3.38	49.96	2153.48 ok
19.69	0.018	0.71	21.10	19.69	10.55	57.81	8.33	598	1315	27.78	ok		3.36	49.96	2599.26 ok
19.69	0.020	0.79	21.26	19.69	10.63	64.48	8.36	619	1363	25.00	ok		3.34	49.96	2899.24 ok

ΦcPn = resistencia de diseño al pandeo flexionante

t= espesor

d,b,d1,b1,c= propiedades geometricas



r= radio de giro

pu= carga axial

b/t= relacion longitud - espesor

KL/r = relacion de esbeltez

Fe= esfuerzo critico de pandeo elastico

Fcr= esfuerzo critico de pandeo flexionante

$\Phi_c P_n$ = resistencia provista

$\Phi_c P_n > P_U$ = relacion resistencia provista sobre resistencia ultima

Condicion de Mu= 0.5%

e(m)	I	pu/ $\Phi_c P_n$	Z	Lp	$\Phi_b M_{nx}$	pe1	B1	Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
0.01	1680.21	0.85	188.99	33.99	510.28	615476.07	1.00	43.68	315.83	1.21	no
0.01	2125.45	0.77	238.11	34.13	642.91	778573.87	1.00	47.41	342.76	1.04	no
0.01	2581.09	0.71	288.00	34.27	777.60	945479.21	1.00	51.70	373.78	0.92	ok
0.02	3284.39	0.64	364.27	34.47	983.52	1203105.11	1.00	53.90	389.70	0.78	ok
0.02	4011.99	0.57	442.28	34.68	1194.15	1469630.75	1.00	56.23	406.58	0.68	ok
0.02	4510.82	0.54	495.27	34.82	1337.23	1652358.78	1.00	61.85	447.14	0.62	ok

Condicion de Mu= 1%

Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
80.90	584.87	1.55	no
87.79	634.73	1.36	no
103.40	747.56	1.14	no
95.45	690.10	0.98	ok
112.47	813.16	0.82	ok
123.69	894.29	0.77	ok

Lp= longitud limite para fuerza maxima a flexion

$\Phi_b M_{nx}$ = resistencia al diseo por flexion

pe1= resistencia al pandeo de euler

b1= factor de mayoracion de momentos por efecto puδ

CM= factor de modificacion de momentos por efecto de restriccion de desplazamientos

**ANEXO 8
CONEXIÓN SOLDADA**

Diseño de placas (criterio de falla critico: Pandeo flexionante)

Acero A36 - material de junta fibro cemento

e=	0.00 %	Excentricidad
K=	1.00	constante de rigidez
L=	0.71 m	Longitud
L=	27.95 pulg	
L=	2.33 pie	
KL=	27.95 pulg	Longitud efectiva
Acero	A36	
fy=	36.00 ksi	
E	29000.00	
Φc	0.90	
limite λp	68.69 compacto	
limite λr	161.78 no compacto	

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
13	Flanges in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

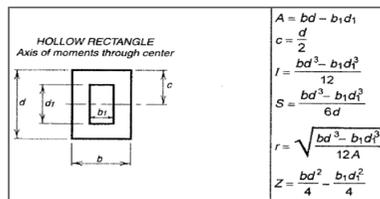
Condicion de Mu= 0%

L (pulg)	e(m)	e(pulg)	d-b	d1- b1	c	Area(pulg2)	r (pulg)	Pu (ton)	Pu (kips)	b/t	compacta	KL/R	Ksi	kips	satisface
													Fcr	ΦcPn	ΦcPn>PU
19.69	0.008	0.31	20.31	19.69	10.16	25.20	8.17	315	692	62.50	ok	3.42	35.98	815.87	ok
19.69	0.010	0.39	20.47	19.69	10.24	31.62	8.20	361	793	50.00	ok	3.41	35.98	1023.86	ok
19.69	0.012	0.47	20.63	19.69	10.31	38.09	8.23	400	879	41.67	ok	3.40	35.98	1233.46	ok
19.69	0.015	0.59	20.87	19.69	10.43	47.90	8.28	448	986	33.33	ok	3.38	35.98	1550.87	ok
19.69	0.018	0.71	21.10	19.69	10.55	57.81	8.33	488	1074	27.78	ok	3.36	35.98	1871.90	ok
19.69	0.020	0.79	21.26	19.69	10.63	64.48	8.36	511	1124	25.00	ok	3.34	35.98	2087.93	ok

ΦcPn = resistencia de diseño al pandeo flexionante

t= espesor

d,b,d1,b1,c= propiedades geometricas



r= radio de giro

pu= carga axial

b/t= relacion longitud - espesor

KL/r = relacion de esbeltez

Fe= esfuerzo critico de pandeo elastico

Fcr= esfuerzo critico de pandeo flexionante

$\Phi_c P_n$ = resistencia provista

$\Phi_c P_n > P_U$ = relacion resistencia provista sobre resistencia ultima

Condicion de Mu= 0.5%

e(m)	I	pu/ $\Phi_c P_n$	Z	Lp	$\Phi_b M_{nx}$	pe1	B1	Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
0.01	1680.21	0.85	188.99	33.99	510.28	615476.07	1.00	32.84	237.42	1.26	no
0.01	2125.45	0.77	238.11	34.13	642.91	778573.87	1.00	36.45	263.53	1.10	no
0.01	2581.09	0.71	288.00	34.27	777.60	945479.21	1.00	40.50	292.82	0.98	ok
0.02	3284.39	0.64	364.27	34.47	983.52	1203105.11	1.00	43.20	312.34	0.85	ok
0.02	4011.99	0.57	442.28	34.68	1194.15	1469630.75	1.00	45.90	331.86	0.75	ok
0.02	4510.82	0.54	495.27	34.82	1337.23	1652358.78	1.00	51.00	368.73	0.70	ok

Condicion de Mu= 1%

Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
60.81	439.66	1.61	no
67.50	488.03	1.45	no
81.00	585.63	1.22	no
76.50	553.10	1.08	no
91.80	663.71	0.90	ok
102.00	737.46	0.86	ok

Lp= longitud limite para fuerza maxima a flexion

$\Phi_b M_{nx}$ = resistencia al diseo por flexion

pe1= resistencia al pandeo de euler

b1= factor de mayoracion de momentos por efecto puδ

CM= factor de modificacion de momentos por efecto de restriccion de desplazamientos

**ANEXO 8
CONEXIÓN SOLDADA**

Diseño de placas (criterio de falla critico: Pandeo flexionante)

Acero A572gr50 - material de junta fibro cemento

e=	0.00 %	Excentricidad
K=	1.00	constante de rigidez
L=	0.71 m	Longitud
L=	27.95 pulg	
L=	2.33 pie	
KL=	27.95 pulg	Longitud efectiva
Acero	A575 gr 50	
fy=	50.00 ksi	
E	29000.00	
Φc	0.90	
limite λp	58.28 compacto	
limite λr	137.27 no compacto	

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
13	Flanges in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

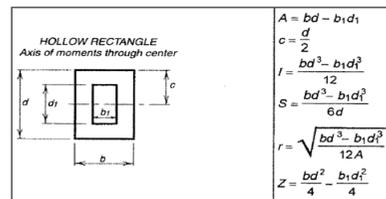
Condicion de Mu= 0%

L (pulg)	e(m)	e(pulg)	d-b	d1- b1	c	Area(pulg2)	r (pulg)	Pu (ton)	Pu (kips)	b/t	compacta	KL/R	Fcr	ΦcPn	ΦcPn>PU
19.69	0.008	0.31	20.31	19.69	10.16	25.20	8.17	315	692	62.50	ok		3.42	49.96	1132.89 ok
19.69	0.010	0.39	20.47	19.69	10.24	31.62	8.20	361	793	50.00	ok		3.41	49.96	1421.69 ok
19.69	0.012	0.47	20.63	19.69	10.31	38.09	8.23	400	879	41.67	ok		3.40	49.96	1712.73 ok
19.69	0.015	0.59	20.87	19.69	10.43	47.90	8.28	448	986	33.33	ok		3.38	49.96	2153.48 ok
19.69	0.018	0.71	21.10	19.69	10.55	57.81	8.33	488	1074	27.78	ok		3.36	49.96	2599.26 ok
19.69	0.020	0.79	21.26	19.69	10.63	64.48	8.36	511	1124	25.00	ok		3.34	49.96	2899.24 ok

ΦcPn = resistencia de diseno al pandeo flexionante

t= espesor

d,b,d1,b1,c= propiedades geometricas



r= radio de giro

pu= carga axial

b/t= relacion longitud - espesor

KL/r = relacion de esbeltez

Fe= esfuerzo critico de pandeo elastico

Fcr= esfuerzo critico de pandeo flexionante

$\Phi_c P_n$ = resistencia provista

$\Phi_c P_n > P_U$ = relacion resistencia provista sobre resistencia ultima

Condicion de Mu= 0.5%

e(m)	I	pu/ $\Phi_c P_n$	Z	Lp	$\Phi_b M_{nx}$	pe1	B1	Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
0.01	1680.21	0.85	188.99	33.99	510.28	615476.07	1.00	32.84	237.42	0.91	ok
0.01	2125.45	0.77	238.11	34.13	642.91	778573.87	1.00	36.45	263.53	0.79	ok
0.01	2581.09	0.71	288.00	34.27	777.60	945479.21	1.00	40.50	292.82	0.71	ok
0.02	3284.39	0.64	364.27	34.47	983.52	1203105.11	1.00	43.20	312.34	0.61	ok
0.02	4011.99	0.57	442.28	34.68	1194.15	1469630.75	1.00	45.90	331.86	0.54	ok
0.02	4510.82	0.54	495.27	34.82	1337.23	1652358.78	1.00	51.00	368.73	0.50	ok

Condicion de Mu= 1%

Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
60.81	439.66	1.16	no
67.50	488.03	1.04	no
81.00	585.63	0.88	ok
76.50	553.10	0.78	ok
91.80	663.71	0.65	ok
102.00	737.46	0.62	ok

Lp= longitud limite para fuerza maxima a flexion

$\Phi_b M_{nx}$ = resistencia al diseo por flexion

pe1= resistencia al pandeo de euler

b1= factor de mayoracion de momentos por efecto puδ

CM= factor de modificacion de momentos por efecto de restriccion de desplazamientos

**ANEXO 8
CONEXIÓN SOLDADA**

Diseño de placas (criterio de falla critico: Pandeo flexionante)

Acero 36 - material de junta fibrocemento pulverizado

e=	0.00 %	Excentricidad
K=	1.00	constante de rigidez
L=	0.71 m	Longitud
L=	27.95 pulg	
L=	2.33 pie	
KL=	27.95 pulg	Longitud efectiva
Acero	A36	
fy=	36 ksi	
E	29000.00	
Φc	0.90	
limite λp	68.69 compacto	
limite λr	161.78 no compacto	

TABLE B4.1 (cont.) Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements					
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
13	Flanges in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

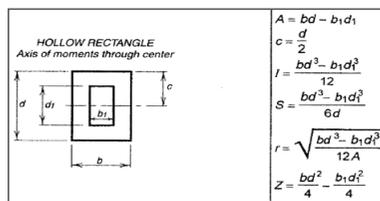
Condicion de Mu= 0%

L (pulg)	e(m)	e(pulg)	d-b	d1- b1	c	Area(pulg2)	r (pulg)	Pu (ton)	Pu (kips)	b/t	compacta	KL/R	Ksi			kips		satisface
													Fcr	ΦcPn	ΦcPn>PU	Fcr	ΦcPn	
19.69	0.008	0.31	20.31	19.69	10.16	25.20	8.17	418	921	62.50	ok	3.42	35.98	815.87	NO			
19.69	0.010	0.39	20.47	19.69	10.24	31.62	8.20	469	1032	50.00	ok	3.41	35.98	1023.86	NO			
19.69	0.012	0.47	20.63	19.69	10.31	38.09	8.23	510	1122	41.67	ok	3.40	35.98	1233.46	ok			
19.69	0.015	0.59	20.87	19.69	10.43	47.90	8.28	559	1230	33.33	ok	3.38	35.98	1550.87	ok			
19.69	0.018	0.71	21.10	19.69	10.55	57.81	8.33	598	1315	27.78	ok	3.36	35.98	1871.90	ok			
19.69	0.020	0.79	21.26	19.69	10.63	64.48	8.36	619	1363	25.00	ok	3.34	35.98	2087.93	ok			

ΦcPn = resistencia de diseño al pandeo flexionante

t= espesor

d,b,d1,b1,c= propiedades geometricas



r= radio de giro

pu= carga axial

b/t= relacion longitud - espesor

KL/r = relacion de esbeltez

Fe= esfuerzo critico de pandeo elastico

Fcr= esfuerzo critico de pandeo flexionante

$\Phi_c P_n$ = resistencia provista

$\Phi_c P_n > P_U$ = relacion resistencia provista sobre resistencia ultima

Condicion de Mu= 0.5%

e(m)	I	pu/ $\Phi_c P_n$	Z	Lp	$\Phi_b M_{nx}$	pe1	B1	Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
0.01	1680.21	0.85	188.99	33.99	510.28	615476.07	1.00	43.68	315.83	1.68	no
0.01	2125.45	0.77	238.11	34.13	642.91	778573.87	1.00	47.41	342.76	1.44	no
0.01	2581.09	0.71	288.00	34.27	777.60	945479.21	1.00	51.70	373.78	1.27	no
0.02	3284.39	0.64	364.27	34.47	983.52	1203105.11	1.00	53.90	389.70	1.08	no
0.02	4011.99	0.57	442.28	34.68	1194.15	1469630.75	1.00	56.23	406.58	0.94	ok
0.02	4510.82	0.54	495.27	34.82	1337.23	1652358.78	1.00	61.85	447.14	0.86	ok

Condicion de Mu= 1%

Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
80.90	584.87	2.15	no
87.79	634.73	1.89	no
103.40	747.56	1.58	no
95.45	690.10	1.37	no
112.47	813.16	1.14	no
123.69	894.29	1.07	no

Lp= longitud limite para fuerza maxima a flexion

$\Phi_b M_{nx}$ = resistencia al diseño por flexion

pe1= resistencia al pandeo de euler

b1= factor de mayoracion de momentos por efecto puδ

CM= factor de modificacion de momentos por efecto de restriccion de desplazamientos

ANEXO 9
CONEXIÓN ALTERNATIVA DE PERNOS TRANSVERSALES
Diseño de placas (criterio de falla crítico: Pandeo flexionante)

Acero A572gr50 - material de junta EPOXICO

e=	0.00 %	Excentricidad
K=	1.00	constante de rigidez
L=	0.71 m	Longitud
L=	27.95 pulg	
L=	2.33 pie	
KL=	27.95 pulg	Longitud efectiva
Acero	A572gr50	
fy=	50.00 ksi	
E	29000.00	
Φc	0.90	
limite λp	58.28 compacto	
limite λr	137.27 no compacto	

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact) $2.42\sqrt{E/F_y}$	λ_r (noncompact) $5.70\sqrt{E/F_y}$	
13	Flanges in webs of rectangular HSS	h/t			

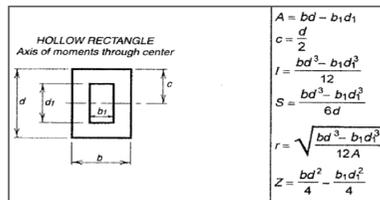
Condicion de Mu= 0%

L (pulg)	e(m)	e(pulg)	d-b	d1- b1	c	Area(pulg2)	r (pulg)	Pu (ton)	Pu (kips)	b/t	compacta	KL/R	Ksi			kips			satisface		
													Fer	ΦcPn	ΦcPn>PU	Fer	ΦcPn	ΦcPn>PU	Fer	ΦcPn	ΦcPn>PU
19.69	0.008	0.31	20.31	19.69	10.16	25.20	8.17	230	505	62.50	ok	3.42	49.96	1132.89	ok						
19.69	0.010	0.39	20.47	19.69	10.24	31.62	8.20	246	541	50.00	ok	3.41	49.96	1421.69	ok						
19.69	0.012	0.47	20.63	19.69	10.31	38.09	8.23	262	577	41.67	ok	3.40	49.96	1712.73	ok						
19.69	0.015	0.59	20.87	19.69	10.43	47.90	8.28	295	648	33.33	ok	3.38	49.96	2153.48	ok						
19.69	0.018	0.71	21.10	19.69	10.55	57.81	8.33	309	681	27.78	ok	3.36	49.96	2599.26	ok						
19.69	0.020	0.79	21.26	19.69	10.63	64.48	8.36	324	713	25.00	ok	3.34	49.96	2899.24	ok						

ΦcPn = resistencia de diseño al pandeo flexionante

t= espesor

d,b,d1,b1,c= propiedades geometricas



r= radio de giro

pu= carga axial

b/t= relacion longitud - espesor

KL/r = relacion de esbeltez

Fe= esfuerzo critico de pandeo elastico

Fcr= esfuerzo critico de pandeo flexionante

$\Phi_c P_n$ = resistencia provista

$\Phi_c P_n > P_U$ = relacion resistencia provista sobre resistencia ultima

Condicion de Mu= 0.5%

e(m)	I	pu/ $\Phi_c P_n$	Z	Lp	$\Phi_b M_{nx}$	pe1	B1	Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
0.008	1680.21	0.85	188.99	33.99	510.28	615476.07	1.00	22.97	166.07	0.65	OK
0.010	2125.45	0.77	238.11	34.13	642.91	778573.87	1.00	23.95	173.16	0.55	OK
0.012	2581.09	0.71	288.00	34.27	777.60	945479.21	1.00	25.69	185.74	0.45	ok
0.015	3284.39	0.64	364.27	34.47	983.52	1203105.11	1.00	27.55	199.19	0.40	ok
0.018	4011.99	0.57	442.28	34.68	1194.15	1469630.75	1.00	28.30	204.61	0.35	ok
0.020	4510.82	0.54	495.27	34.82	1337.23	1652358.78	1.00	31.53	227.96	0.33	ok

Condicion de Mu= 1%

Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
42.66	308.43	0.84	no
44.36	320.72	0.70	OK
48.79	352.75	0.58	OK
51.38	371.48	0.50	no
56.60	409.22	0.45	ok
63.03	455.71	0.40	ok

Lp= longitud limite para fuerza maxima a flexion

$\Phi_b M_{nx}$ = resistencia al diseo por flexion

pe1= resistencia al pandeo de euler

b1= factor de mayoracion de momentos por efecto puδ

CM= factor de modificacion de momentos por efecto de restriccion de desplazamientos

ANEXO 9
CONEXIÓN ALTERNATIVA DE PERNOS TRANSVERSALES
Diseño de placas (criterio de falla crítico: Pandeo flexionante)

Acero A36 - material de junta EPOXICO

e=	0.00 %	Excentricidad
K=	1.00	constante de rigidez
L=	0.71 m	Longitud
L=	27.95 pulg	
L=	2.33 pie	
KL=	27.95 pulg	Longitud efectiva
Acero	A36	
fy=	36.00 ksi	
E	29000.00	
Φc	0.90	
limite λp	68.69 compacto	
limite λr	161.78 no compacto	

Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			λ_p (compact)	λ_r (noncompact)	
13	Flexure in webs of rectangular HSS	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

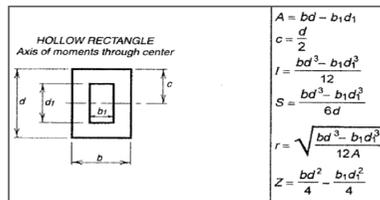
Condicion de Mu= 0%

L (pulg)	e(m)	e(pulg)	d-b	d1- b1	c	Area(pulg2)	r (pulg)	Pu (ton)	Pu (kips)	b/t	compacta	KL/R	Ksi	kips	satisface
													Fer	ΦcPn	ΦcPn>PU
19.69	0.008	0.31	20.31	19.69	10.16	25.20	8.17	230	505	62.50	ok	3.42	35.98	815.87	ok
19.69	0.010	0.39	20.47	19.69	10.24	31.62	8.20	246	541	50.00	ok	3.41	35.98	1023.86	ok
19.69	0.012	0.47	20.63	19.69	10.31	38.09	8.23	262	577	41.67	ok	3.40	35.98	1233.46	ok
19.69	0.015	0.59	20.87	19.69	10.43	47.90	8.28	295	648	33.33	ok	3.38	35.98	1550.87	ok
19.69	0.018	0.71	21.10	19.69	10.55	57.81	8.33	309	681	27.78	ok	3.36	35.98	1871.90	ok
19.69	0.020	0.79	21.26	19.69	10.63	64.48	8.36	324	713	25.00	ok	3.34	35.98	2087.93	ok

ΦcPn = resistencia de diseño al pandeo flexionante

t= espesor

d,b,d1,b1,c= propiedades geometricas



r= radio de giro

pu= carga axial

b/t= relacion longitud - espesor

KL/r = relacion de esbeltez

Fe= esfuerzo critico de pandeo elastico

Fcr= esfuerzo critico de pandeo flexionante

$\Phi_c P_n$ = resistencia provista

$\Phi_c P_n > P_U$ = relacion resistencia provista sobre resistencia ultima

Condicion de Mu= 0.5%

e(m)	I	pu/ $\Phi_c P_n$	Z	Lp	$\Phi_b M_{nx}$	pe1	B1	Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
0.008	1680.21	0.85	188.99	33.99	510.28	615476.07	1.00	22.97	166.07	0.90	OK
0.010	2125.45	0.77	238.11	34.13	642.91	778573.87	1.00	23.95	173.16	0.73	OK
0.012	2581.09	0.71	288.00	34.27	777.60	945479.21	1.00	25.69	185.74	0.65	ok
0.015	3284.39	0.64	364.27	34.47	983.52	1203105.11	1.00	27.55	199.19	0.58	ok
0.018	4011.99	0.57	442.28	34.68	1194.15	1469630.75	1.00	28.30	204.61	0.48	ok
0.020	4510.82	0.54	495.27	34.82	1337.23	1652358.78	1.00	31.53	227.96	0.44	ok

Condicion de Mu= 1%

Mux(ton)	Mux(kips)	eq (H1-1a)	Satisface
42.66	308.43	1.18	no
44.36	320.72	0.95	OK
48.79	352.75	0.84	OK
51.38	371.48	0.70	no
56.60	409.22	0.58	ok
63.03	455.71	0.55	ok

Lp= longitud limite para fuerza maxima a flexion

$\Phi_b M_{nx}$ = resistencia al diseño por flexion

pe1= resistencia al pandeo de euler

b1= factor de mayoracion de momentos por efecto puδ

CM= factor de modificacion de momentos por efecto de restriccion de desplazamientos

ANEXO 10 : ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROPONENTE
PROCEDIMIENTO Y NUMERO

FORMULARIO No. 1
HOJA.....DE.....

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: u (horas/und.) RENDIM. R = 14.29 0.07

DETALLE CONEXIÓN SOLDADA PARA PILOTE DE HA.

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
SOLDADORA	1.00	1.50	1.50	21.43	2.32
			0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR			0.00	7.34	0.80
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
PARCIAL M				28.77	3.12

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR.	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
AYUDANTE E2	2.00	2.56	5.12	73.14	7.93
FIERRERO D2	1.00	2.58	2.58	36.86	4.00
MAESTRO SOLDADOR ESP. C1	1.00	2.58	2.58	36.86	4.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
PARCIAL N				146.86	15.92

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
				0.00	0.00
PLACA DE ACERO A-36 8mm	kg	89.29	2.00	178.58	19.36
mm	m2	1.69	60.00	101.25	10.98
SOLDADURA E 70-18* 3/16	kg	34.60	7.02	242.89	26.34
ACERO EN BARRAS. Ø 16 mm	kg	7.81	1.20	9.37	1.02
ANGULO LAMINADO 120 x 10 mm	kg	77.62	1.25	97.03	10.52
INHIBIDOR DE CORROSIÓN	gln	0.70	117.02	81.91	8.88
(CARBOXILATO DE AMINA)				0.00	0.00
(Esp. = 100 micras de pelicula seca)				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
PARCIAL O				711.03	77.10

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
VARIOS	global	1.00	35.55	35.55	3.85
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
PARCIAL P				35.55	3.85

dic-12

TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)	922.21	###
INDIRECTOS Y UTILIDAD 15 % X	138.33	
OTROS COSTOS INDIRECTOS	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1,060.54	
VALOR PROPUESTO	1,060.54	

PROPONENTE
PROCEDIMIENTO Y NUMERO

FORMULARIO No. 1
HOJA.....DE.....

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

(horas/und.)

RUBRO: UNIDAD: **u** RENDIM. R = 14.29 0.07

DETALLE CONEXIÓN ALTERNATIVA DE PERNOS PARA PILOTE DE HA.

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
SOLDADORA	1.00	1.50	1.50	21.43	2.98
			0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR			0.00	7.34	1.02
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MANO DE OBRA

PARCIAL M 28.77 4.00

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR.	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
AYUDANTE E2	2.00	2.56	5.12	73.14	10.18
FIERRERO D2	1.00	2.58	2.58	36.86	5.13
MAESTRO SOLDADOR ESP. C1	1.00	2.58	2.58	36.86	5.13
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MATERIALES

PARCIAL N 146.86 20.44

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
				0.00	0.00
PLACA DE ACERO A-36 8 mm	kg	89.00	2.00	178.00	24.77
mm	m2	1.69	60.00	101.25	14.09
SOLDADURA E 70-18* 3/16	kg	14.00	7.02	98.28	13.68
8 PASADORES DE ACERO ESTRUCTURAL (NORMA ASTM A913 Grado 50. Ø 1")	kg	22.02	4.00	88.08	12.26
INHIBIDOR DE CORROSIÓN (CARBOXILATO DE AMINA) (Esp. = 100 micras de pelicula seca)	gln	0.44	117.02	51.49	7.17
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

TRANSPORTE

PARCIAL O 517.10 71.96

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
VARIOS	global	1.00	25.86	25.86	3.60
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

PARCIAL P 25.86 3.60

dic-12

TOTAL COSTOS DIRECTOS	X = (M+N+O+P)	718.59	####
INDIRECTOS Y UTILIDAD	15 % X	107.79	
OTROS COSTOS INDIRECTOS		0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		826.38	
VALOR PROPUESTO		826.38	

.....

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:

UNIDAD: u

(horas/und.)

RENDIM. R = 14.29 0.07

DETALLE **CONEXIÓN SOLDADA PARA PILOTE DE HA.**

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
SOLDADORA	1.00	1.50	1.50	21.43	2.01
			0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR			0.00	7.34	0.69
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MANO DE OBRA

PARCIAL M 28.77 2.70

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR.	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
AYUDANTE E2	2.00	2.56	5.12	73.14	6.86
FIERRERO D2	1.00	2.58	2.58	36.86	3.46
MAESTRO SOLDADOR ESP. C1	1.00	2.58	2.58	36.86	3.46
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MATERIALES

PARCIAL N 146.86 13.77

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
PLACA DE ACERO A572 gr50 12mm	kg	133.93	2.20	294.66	27.64
mm	m2	1.69	60.00	101.25	9.50
SOLDADURA E 70-18* 3/16	kg	34.60	7.02	242.89	22.78
ACERO EN BARRAS. Ø 16 mm	kg	7.81	1.20	9.37	0.88
ANGULO LAMINADO 120 x 10 mm	kg	77.62	1.25	97.03	9.10
INHIBIDOR DE CORROSIÓN	gln	0.88	117.02	102.98	9.66
(CARBOXILATO DE AMINA)				0.00	0.00
(Esp. = 100 micras de pelicula seca)				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

TRANSPORTE

PARCIAL O 848.18 79.55

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
VARIOS	global	1.00	42.41	42.41	3.98
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

PARCIAL P 42.41 3.98

dic-12

TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)	1,066.22	###
INDIRECTOS Y UTILIDAD 15 % X	159.93	
OTROS COSTOS INDIRECTOS	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1,226.15	
VALOR PROPUESTO	1,226.15	

.....

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: **u** (horas/und.) RENDIM. R = 14.29 0.07

DETALLE CONEXIÓN ALTERNATIVA DE PERNOS PARA PILOTE DE HA.

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
SOLDADORA	1.00	1.50	1.50	21.43	2.32
			0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR			0.00	7.34	0.79
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR.	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
AYUDANTE E2	2.00	2.56	5.12	73.14	7.90
FIERRERO D2	1.00	2.58	2.58	36.86	3.98
MAESTRO SOLDADOR ESP. C1	1.00	2.58	2.58	36.86	3.98
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
				0.00	0.00
PLACA DE ACERO A572 gr50 10 mm	kg	133.93	2.20	294.66	31.85
mm	m2	1.69	60.00	101.25	10.94
SOLDADURA E 70-18* 3/16	kg	14.00	7.02	98.28	10.62
8 PASADORES DE ACERO ESTRUCTURAL (NORMA ASTM A913 Ø 1")	kg	35.05	4.00	140.19	15.15
INHIBIDOR DE CORROSIÓN (CARBOXILATO DE AMINA) (Esp. = 100 micras de pelicula seca)	gln	0.68	117.02	79.57	8.60
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
VARIOS	global	1.00	35.70	35.70	3.86
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

dic-12

.....

PARCIAL P			
TOTAL COSTOS DIRECTOS	X = (M+N+O+)	925.28	####
INDIRECTOS Y UTILIDAD	15 % X	138.79	
OTROS COSTOS INDIRECTOS		0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,064.07	
VALOR PROPUESTO		1,064.07	

PROPONENTE
PROCEDIMIENTO Y NUMERO

FORMULARIO No. 1
HOJA.....DE.....

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: u (horas/und.) RENDIM. R = 14.29 0.07

DETALLE CONEXIÓN SOLDADA PARA PILOTE DE HA.

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
SOLDADORA	1.00	1.50	1.50	21.43	1.91
			0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR			0.00	7.34	0.65
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MANO DE OBRA

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR.	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
AYUDANTE E2	2.00	2.56	5.12	73.14	6.50
FIERRERO D2	1.00	2.58	2.58	36.86	3.28
MAESTRO SOLDADOR ESP. C1	1.00	2.58	2.58	36.86	3.28
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
				0.00	0.00
PLACA DE ACERO A572 gr 50 18mm	kg	167.42	2.00	334.84	29.78
mm	m2	1.69	60.00	101.25	9.00
SOLDADURA E 70-18* 3/16	kg	34.60	7.02	242.89	21.60
ACERO EN BARRAS. Ø 16 mm	kg	7.81	1.20	9.37	0.83
ANGULO LAMINADO 120 x 10 mm	kg	77.62	1.25	97.03	8.63
INHIBIDOR DE CORROSIÓN (CARBOXILATO DE AMINA) (Esp. = 100 micras de pelicula seca)	gln	1.01	117.02	118.19	10.51
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
VARIOS	global	1.00	45.18	45.18	4.02
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

dic-12

.....

	PARCIAL P	45.18	4.02
TOTAL COSTOS DIRECTOS	X = (M+N+O+P)	1,124.38	###
INDIRECTOS Y UTILIDAD	15 % X	168.66	
OTROS COSTOS INDIRECTOS		0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,293.04	
VALOR PROPUESTO		1,293.04	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: UNIDAD: **u** (horas/und.) RENDIM. R = 14.29 0.07

DETALLE CONEXIÓN ALTERNATIVA DE PERNOS PARA PILOTE DE HA.

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
SOLDADORA	1.00	1.50	1.50	21.43	2.12
			0.00	0.00	0.00
HERRAMIENTA MENOR			0.00	7.34	0.73
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MANO DE OBRA

PARCIAL M 28.77 2.85

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR.	COSTO HORA	COSTO UNIT	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
AYUDANTE E2	2.00	2.56	5.12	73.14	7.25
FIERRERO D2	1.00	2.58	2.58	36.86	3.65
MAESTRO SOLDADOR ESP. C1	1.00	2.58	2.58	36.86	3.65
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MATERIALES

PARCIAL N 146.86 14.56

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
				0.00	0.00
PLACA DE ACERO A572 gr 50 12mm	kg	200.90	2.00	401.80	39.83
mm	m2	1.69	60.00	101.25	10.04
SOLDADURA E 70-18* 3/16	kg	14.00	7.02	98.28	9.74
8PASADORES DE ACERO ESTRUCTURAL (NORMA ASTM A913 Grado 50. Ø 1")	kg	22.02	4.00	88.08	8.73
INHIBIDOR DE CORROSIÓN (CARBOXILATO DE AMINA) (Esp. = 100 micras de pelicula seca)	gln	0.89	117.02	104.15	10.32
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

TRANSPORTE

PARCIAL O 793.56 78.66

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
VARIOS	global	1.00	39.68	39.68	3.93
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

PARCIAL P 39.68 3.93

dic-12

.....

TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)	1,008.87	###
INDIRECTOS Y UTILIDAD 15 % X	151.33	
OTROS COSTOS INDIRECTOS	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	1,160.20	
VALOR PROPUESTO	1,160.20	

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

(horas/und.)

RUBRO: UNIDAD: u RENDIM. R = 7.86 0.12727

DETALLE CONEXIÓN DE PASADORES DE CORTE (DOWEL BAR) PARA PILOTE DE HA.

EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNIT.	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
SOLDADORA	1.00	1.50	1.50	11.79	4.06
HERRAMIENTA MENOR			0.00	0.00	0.00
			0.00	4.04	1.39
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MANO DE OBRA

PARCIAL M 15.83 5.45

DESCRIPCION (CATEG.)	CANTIDAD	JORNAL/HR.	COSTO HORA	COSTO UNIT.	%
	A	B	C=A*B	D=C*R	
AYUDANTE E2	2.00	2.56	5.12	40.23	13.84
FIERRERO D2	1.00	2.58	2.58	20.27	6.98
MAESTRO SOLDADOR ESP. C1	1.00	2.58	2.58	20.27	6.98
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00
			0.00	0.00	0.00

MATERIALES

PARCIAL N 80.77 27.80

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
VARILLA LISA Ø 32 mm (8)	kg	71.48	1.20	85.78	29.52
MATERIAL DE ADHERENCIA. EPOXICO. Esp. 8	m2	1.00	60.00	60.00	20.65
SOLDADURA E 70-18* 3/16	kg	0.71	7.02	5.02	1.73
INHIBIDOR DE CORROSIÓN (CARBOXILATO DE AMINA) (Esp. = 100 micras de película seca)	gln	0.29	117.02	33.94	11.68
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

TRANSPORTE

PARCIAL O 184.74 63.58

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	%
		A	B	C=A*B	
VARIOS	global	1.00	9.24	9.24	3.18
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00
				0.00	0.00

PARCIAL P 9.24 3.18

dic-12

TOTAL COSTOS DIRECTOS X = (M+N+O+P)	290.58	100.00
INDIRECTOS Y UTILIDAD 15 % X	43.59	
OTROS COSTOS INDIRECTOS	0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO	334.17	
VALOR PROPUESTO	334.17	