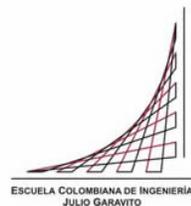


Maestría en Ingeniería Civil

**COMPARACIÓN TEÓRICA ENTRE EL MÉTODO PUNTAL TENSOR
Y EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS APLICADO A DADOS DE
TRANSFERENCIA EN PUENTES VEHICULARES**

Camilo Andrés Aguilar Rincón

Bogotá, D.C., 04 de agosto de 2021

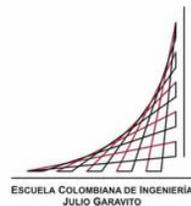


**COMPARACIÓN TEÓRICA ENTRE EL MÉTODO PUNTAL TENSOR
Y EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS APLICADO A DATOS DE
TRANSFERENCIA EN PUENTES VEHICULARES**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en estructuras**

Jaime Erasmo Garzón Moreno
Director

Bogotá, D.C., 04 de agosto de 2021



La tesis de maestría titulada “COMPARACIÓN TEÓRICA ENTRE EL MÉTODO PUNTAL TENSOR Y EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS APLICADO A DATOS DE TRANSFERENCIA EN PUENTES VEHICULARES”, presentada por Camilo Andrés Aguilar Rincón, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras.

Director de la tesis

Jaime Erasmo Garzón

Jurado

Edison Osorio Bustamante

Jurado

Miguel Fernando Montoya Vallejo

Bogotá, D.C., 04 de agosto de 2021

Dedico este trabajo a mi hija Amelia ya que, sin el tiempo que deje de pasar con ella para desarrollar esta tesis, nada de esto habría sido posible.

Resumen

La aplicación del método puntal tensor (MPT), ha tomado bastante fuerza en la última década, principalmente para el diseño de dados de transferencia en puentes vehiculares bajo la metodología AASHTO LRFD o CCP14; En el caso de viaductos de grandes luces, estos elementos estructurales presentan condiciones de geometría y concentraciones de carga singulares bajo las cuales se dificulta determinar con exactitud la distribución de esfuerzos internos a lo largo de la sección de trabajo.

En este estudio se comparó el diseño de diferentes configuraciones de dados por MPT contra el método de las secciones con solicitaciones provenientes de modelos de elementos finitos (MEF). Se encuentra que las mayores solicitaciones por MEF se encuentran cercanas a la pila y por lo tanto el área de refuerzo mayor se dispone allí, lo anterior es contrario a lo que se percibe con el MPT, cuyo refuerzo principal y el de mayor participación, se ubica entre los elementos de apoyo del MPT, es decir, entre pilotes. También se realiza la comparación del refuerzo principal en el dado por ambos métodos, llegando a la conclusión que los resultados por MPT son más conservadores principalmente en los casos en los que las solicitaciones máximas en la pila presentan cargas axiales elevadas y momentos relativamente bajos, aun así, existen casos en donde el área de refuerzo calculada por ambas metodologías se acerca bastante siempre y cuando los pilotes tengan un diámetro suficiente para alojar el refuerzo por MPT.

Posteriormente se estudió el comportamiento a cortante de los dados por MEF contra las revisiones de las zonas nodales por MPT, se propuso un procedimiento para el cálculo de los nodos en donde al final de los análisis se llega a la conclusión que el dimensionamiento tridimensional de estos elementos sigue siendo bastante impreciso y se requieren mayores ensayos experimentales para refinar los resultados.

Se concluye, que el MPT es un método necesario para el diseño de dados de transferencia y debería ser usado como calculo adicional para hallar el refuerzo inferior del dado, por otro lado, se recomienda revisar los esfuerzos a compresión presentes en los pilotes y la pila a falta de un cálculo más preciso de las zonas nodales, por lo tanto, es preciso limitar el esfuerzo máximo del concreto en dichas zonas de apoyo.

Índice General

INTRODUCCIÓN.....	17
Capítulo I ESTADO DEL ARTE	18
1.1. Método Puntal tensor.....	18
1.1.1. Reseña histórica.....	18
1.1.2. Estudios previos del MPT.....	21
1.2. Método de los elementos finitos	26
1.2.1. Reseña histórica.....	26
1.2.2. Estudios previos del MEF aplicado a estructuras.....	28
1.3. Estudios posteriores	31
Capítulo II MARCO TEÓRICO.....	32
2.1. Base teórica del método puntal Tensor.....	32
2.2. Base teórica del método de elementos finitos	41
Capítulo III METODOLOGÍA.....	47
3.1. OBJETIVO GENERAL.....	47
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	47
3.3. ETAPAS DEL ESTUDIO.....	48
3.3.1. Definición de geometría del puente en estudio	48
3.3.2. Consideraciones de análisis.....	50
3.3.3. Elaboración de modelos por Puntal tensor	64
3.3.4. Procedimiento de diseño por MPT.....	79
3.3.5. Elaboración de modelos por elementos finitos	91
3.3.6. Procedimiento de diseño por MEF.....	93
Capítulo IV RESULTADOS	95
4.1. ACERO DE REFUERZO INFERIOR REQUERIDO	95

4.1.1.	Estado límite de resistencia	95
4.1.2.	Estado límite de evento extremo.....	103
4.2.	CORTANTES Y ZONAS NODALES	110
4.2.1.	Estado límite de resistencia	110
4.2.2.	Estado límite de evento extremo.....	116
4.3.	LOCALIZACIÓN DEL REFUERZO PRINCIPAL.....	121
4.1.	VERIFICACIÓN DEL ANCLAJE DEL REFUERZO	125
Capítulo V	CONCLUSIONES.....	127
	REFERENCIAS	130
	ANEXO 1	133
	ANEXO 2	146
	ANEXO 3	159
	ANEXO 4	167

Índice de tablas

Tabla II.1 – Reacciones máximas en apoyo 3 para todas las combinaciones de carga aplicables al estado límite de resistencia y evento extremo.	53
Tabla II.2 – Parámetros sísmicos de diseño determinados para una zona de amenaza sísmica alta (San Gil)	54
Tabla II.3 – Definición de variables.....	59
Tabla II.4 – Cálculo de reacciones en pilotes para estado límite de resistencia – 4 pilotes	63
Tabla II.5 – Factor de eficiencia del concreto dependiendo de la cara analizada	82
Tabla II.6 – condiciones de frontera en contorno marcado en azul	92
Tabla II.7 – Ejemplo de aplicación de cargas en el área del pilote.....	93
Tabla III.1– Refuerzo dispuesto en MEF en comparación con MPT – 4 Y 6 Pilotes de 2,5 m de diámetro – ELR.....	102
Tabla III.2 – Refuerzo dispuesto en MEF en comparación con MPT – 4 Y 6 Pilotes de 2,5 m de diámetro - ELR	108
Tabla III.3 – Longitud de anclaje disponible según el diámetro	125
Tabla III.4 – Longitud de desarrollo máxima l_{dh} para tensores.	126

Índice de figuras

Figura I.1 Modelos de cerchas de Ritter y Mörsch.....	19
Figura I.2 Zonas especiales a evaluar (Regiones D) Debido a alta concentración de esfuerzos.....	20
Figura I.3 – Representación del MPT basado en el método de optimización topologica evolutivo.....	22
Figura I.4 Método de optimización topológica para MPT.....	23
Figura I.5 – MPT tensor propuesto para dados de transferencia.....	23
Figura I.6 – MPT alternativo en donde se tiene en cuenta el aporte del refuerzo vertical en el dado de transferencia.....	24
Figura I.7 – Modelo Puntal tensor propuesto por Williams en donde se tiene en cuenta el refuerzo superior del dado.....	25
Figura I.8 MPT realizado con base en la distribución plastica de esfuerzos por FEM y dimensionamiento de los nodos.....	26
Figura I.9 – discretización propuesta para la aplicación del método de elementos finitos en elementos bidimensionales de tres y cuatro lados.....	27
Figura I.10 – Discretización en elementos finitos para una zapata en conjunto con el suelo de soporte.....	29
Figura I.11 – Modelo MEF en 2D comparado con un MPT para una viga alta.....	30
Figura I.12 – Modelación del nodo columna-viga postensada en elementos finitos 3D y condiciones de frontera.....	31
Figura II.1 Variación de esfuerzos flectores de acuerdo a relación a/d en una viga simplemente apoyada.....	33
Figura II.2 Comparación de esfuerzos cortantes de una viga con respecto a su relación a/d	34
Figura II.3 Representación de Puntales, tensores y nodos dentro de un modelo puntal tensor.....	35
Figura II.4 Elección adecuada de un MPT con base en la suma de la longitud de los puntales y tensores, la figura superior muestra el MPT adecuado mientras que la figura inferior muestra un MPT inadecuado el cual teóricamente está en equilibrio pero que presenta agrietamientos excesivos en la base del elemento.....	36
Figura II.5 Representación de la tensión indirecta en los puntales tipo Botella.....	37

Figura II.6 – Comparación de la capacidad experimental a corte contra la capacidad de MPT calculada de acuerdo a ACI318 y AASHTO LRFD para 1 y 2 paneles.....	38
Figura II.7 Ejemplos de MPT incorrectos debido al cruce de puntales en contraste con MPT correctamente planteados.	39
Figura II.8 Orientación de ejes locales y ejes globales.	42
Figura II.9 – Representación de M11 en donde el refuerzo va en sentido del eje local 1..	43
Figura II.10 – Ejemplo de modelación de dado cuando la carga proveniente de los pilotes hacia la pila, adicional se pueden verificar las condiciones de frontera en el contorno de la pila.	44
Figura II.11 – Momento máximo en un elemento tipo Shell cuando no se consideran las deformaciones por corte en la matriz de rigidez (kN*m).	45
Figura II.12 - Momento máximo en un elemento tipo Shell cuando se consideran las deformaciones por corte en la matriz de rigidez (kN*m).	46
Figura III.1 – Perfil del puente en estudio con una longitud total de 360 m compuesto de 2 vanos centrales de 120 m y dos extremos de 60 m.	48
Figura III.2 – Secciones transversales de la viga cajón en la pila (figura superior) y en el centro de la luz (figura inferior).	49
Figura III.3 – Altura del apoyo en estudio (Figura superior) y sección transversal típica de las pilas (Figura inferior).....	50
Figura III.4 – Modelo matemático global del puente.....	51
Figura III.5 – Ilustración de variables según parámetros de Tabla II.4.	59
Figura III.6 – Distancia entre el puntal superior y la cara superior del dado.....	60
Figura III.7 Solicitaciones actuantes y deformación unitaria supuesta del dado	61
Figura III.8 – Esquema de coordenadas y ubicación de pilotes según computo de la Tabla II.4	63
Figura III.9 – Nombre de elementos del MPT utilizados en la tabla de resultados.....	65
Figura III.12 – MPT para dado con 4 pilotes – Todos los pilotes en compresión.	66
Figura III.13 – MPT para dado con 4 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.....	67
Figura III.14 – MPT para dado con 6 pilotes – Todos los pilotes en compresión.....	68
Figura III.15 – MPT para dado con 6 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.....	69

Figura III.16 – MPT para dado con 8 pilotes – Todos los pilotes en compresión.....	70
Figura III.17 MPT para dado con 8 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.....	71
Figura III.18 – MPT para dado con 10 pilotes – Todos los pilotes en compresión.....	72
Figura III.19 MPT para dado con 10 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.....	73
Figura III.20 – MPT para dado con 16 pilotes – Todos los pilotes en compresión.....	74
Figura III.21 MPT para dado con 16 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.....	75
Figura III.22 – MPT para dado con 20 pilotes – Todos los pilotes en compresión.....	76
Figura III.23 MPT para dado con 20 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.....	77
Figura III.24 – Zonas nodales aplicadas a MPT en dados de transferencia - nodo superior tipo CCC y nodo inferior tipo CCT.....	81
Figura III.25 – Nodos CCC en amarillo y nodos CCT en azul.....	83
Figura III.26 – Caras laterales del nodo CCC evaluado – vista en alzado	84
Figura III.27 – Ángulo entre puntal y tensor que llegan al mismo nodo.....	85
Figura III.28 – Ejemplo de ancho de zonas nodales CCC - caso de un dado con 6 pilotes	86
Figura III.29 – Caras laterales del nodo CCT evaluado – vista en alzado.....	88
Figura III.30– Ancho equivalente y longitud de anclaje tomada – vista en planta.....	90
Figura IV.1 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Long.	96
Figura IV.2 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Long.	97
Figura IV.3 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Long.	97
Figura IV.4 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Long.	98
Figura IV.5 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Transv.	99
Figura IV.6 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Transv.	100
Figura IV.7 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Transv.	100
Figura IV.8 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Transv.	101
Figura IV.9 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Long.....	103
Figura IV.10 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Long.....	104
Figura IV.11 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Long.....	104

Figura IV.12 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Long.....	105
Figura IV.13 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Transv.....	106
Figura IV.14 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Transv.....	106
Figura IV.15 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Transv.....	107
Figura IV.16 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Transv.....	107
Figura IV.17 – Reducción del área resistente a medida que aumenta el número de pilotes.	111
Figura IV.18 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 4 Pilotes – Todos los diámetros.....	112
Figura IV.19 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 6 Pilotes – Todos los diámetros.....	112
Figura IV.20 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 4 Pilotes.....	113
Figura IV.21 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 6 Pilotes.....	114
Figura IV.22 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 4 Pilotes.....	114
Figura IV.23 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 6 Pilotes.....	115
Figura IV.24 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 4 Pilotes – Todos los diámetros.....	117
Figura IV.25 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 6 pilotes – todos los diámetros.....	117
Figura IV.26 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 4 Pilotes.....	118
Figura IV.27 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 6 Pilotes.....	118
Figura IV.28 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 4 Pilotes.....	119
Figura IV.29 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 6 Pilotes.....	119
Figura IV.30 – Localización de esfuerzos principales (MPT).....	121

Figura IV.31 – Disposición habitual del refuerzo cuando el diseño se realiza por MPT...	122
Figura IV.32 – Localización de esfuerzos principales (MEF)	123
Figura IV.33 – Disposición habitual del refuerzo cuando el diseño se realiza por MEF...	124
Figura V.1 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Long.	134
Figura V.2 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Long.	134
Figura V.3 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELR Long.	135
Figura V.4 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELR Long.	135
Figura V.5 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELR Long.	136
Figura V.6 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELR Long.	136
Figura V.7 a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELR Long.	137
Figura V.8 a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELR Long.	137
Figura V.9 a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELR Long.	138
Figura V.10 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELR Long.	138
Figura V.11 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Long.	139
Figura V.12 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Long.	139
Figura V.13 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Transv.	140
Figura V.14 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Transv.	140
Figura V.15 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELR Transv.	141
Figura V.16 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELR Transv.	141
Figura V.17 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELR Transv.	142
Figura V.18 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELR Transv.	142
Figura V.19 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELR Transv.	143
Figura V.20 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELR Transv.	143
Figura V.21 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELR Transv.	144
Figura V.22 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELR Transv.	144
Figura V.23 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Transv.	145
Figura V.24 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Transv.	145
Figura V.25 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Long.	147
Figura V.26 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Long.	147
Figura V.27 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELEE Long.	148
Figura V.28 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELEE Long.	148
Figura V.29 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELEE Long.	149

Figura V.30 - - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELEE Long.....	149
Figura V.31 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELEE Long.....	150
Figura V.32 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELEE Long.....	150
Figura V.33 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELEE Long.....	151
Figura V.34 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELEE Long.....	151
Figura V.35 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Long.....	152
Figura V.36 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Long.....	152
Figura V.37 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Transv.....	153
Figura V.38 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Transv.....	153
Figura V.39 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELEE Transv.....	154
Figura V.40 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELEE Transv.....	154
Figura V.41 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELEE Transv.....	155
Figura V.42 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELEE Transv.....	155
Figura V.43 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELEE Transv.....	156
Figura V.44 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELEE Transv.....	156
Figura V.45 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELEE Transv.....	157
Figura V.46 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELEE Transv.....	157
Figura V.47 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Transv.....	158
Figura V.48 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Transv.....	158
Figura V.49 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 4 Pilotes – Todos los diámetros.....	160
Figura V.50 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 6 Pilotes – Todos los diámetros.....	160
Figura V.51 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 4 Pilotes.....	161
Figura V.52 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 6 Pilotes.....	161
Figura V.53 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,0 m - 4 Pilotes.....	162
Figura V.54 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,0 m - 6 Pilotes.....	162

Figura V.55 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,8 m - 4 Pilotes.	163
Figura V.56 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,8 m - 6 Pilotes.	163
Figura V.57 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,5 m - 4 Pilotes.	164
Figura V.58 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,5 m - 6 Pilotes.	164
Figura V.59 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,2 m - 4 Pilotes.	165
Figura V.60 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,2 m - 6 Pilotes.	165
Figura V.61 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 4 Pilotes.	166
Figura V.62 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 6 Pilotes.	166
Figura V.63 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 4 Pilotes – Todos los diámetros.	168
Figura V.64 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 6 pilotes – todos los diámetros.	168
Figura V.65 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 4 Pilotes.	169
Figura V.66 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 6 Pilotes.	169
Figura V.67 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,0 m - 4 Pilotes.	170
Figura V.68 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,0 m - 6 Pilotes.	170
Figura V.69 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,8 m - 4 Pilotes.	171
Figura V.70 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,8 m - 6 Pilotes.	171

Figura V.71 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,5 m - 4 Pilotes	172
Figura V.72 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,5 m - 6 Pilotes	172
Figura V.73 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,2 m - 4 Pilotes	173
Figura V.74 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,2 m - 6 Pilotes	173
Figura V.75 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 4 Pilotes	174
Figura V.76 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 6 Pilotes	174

INTRODUCCIÓN

La aplicación del método puntal tensor (MPT) ha tomado bastante fuerza en nuestro país, principalmente después de la implementación de la norma Colombiana de diseño de puentes - LRFD – CCP14, en donde se recalca la importancia de esta metodología para aquellos elementos estructurales en donde se dificulta el análisis a flexo-cortante bajo la combinación de diferentes solicitaciones, lo anterior ocurre porque la relación elástica de esfuerzos y deformaciones deja de ser lineal para elementos de gran altura, tal es el caso de los datos de transferencia para puentes vehiculares, en donde la determinación de esfuerzos bajo un análisis por el método de elementos finitos (MEF), que es la metodología que se ha venido utilizando para el análisis de datos en algunas oficinas de consultoría en Colombia, pareciera estar limitada para algunas configuraciones estructurales; un diseño inadecuado de estos elementos podría ocasionar problemas de fisuración excesiva y la degradación prematura de la cimentación sin tener la posibilidad de evidenciar con previo aviso dichas patologías.

Se decide estudiar el MPT en datos de transferencia para proporcionar una guía a los Ingenieros estructurales del país en el diseño de estos elementos con el fin de lograr una correcta aplicación del método, lo anterior teniendo en cuenta que la bibliografía actual se limita a los casos de análisis más básicos (Por lo general un dado con 3 o 4 pilotes y una columna maciza).

El presente trabajo de grado tiene como objetivo realizar un análisis paramétrico comparativo en datos de transferencia para un puente en voladizos sucesivos que transfiere la carga desde una columna tipo cajón a los elementos de cimentación, el análisis se realiza bajo diferentes configuraciones de altura de dado, número y diámetro de pilotes, por otra parte, las solicitaciones se determinarán de un modelo matemático unifilar, para este caso, se considerarán solo los estados límite de resistencia y evento extremo. Los datos se analizarán y diseñarán por MPT y por el método de elementos finitos (MEF), como es de esperarse para el caso del método MEF, el cálculo del refuerzo se realizará por medio del método de las secciones o flexo-cortante, posteriormente, se planteará una comparación de resultados por ambos métodos a nivel de diseño para determinar hasta qué punto es razonable utilizar uno u otro método sin sacrificar la seguridad de la estructura.

Capítulo I

ESTADO DEL ARTE

En este capítulo, se describe el estado del arte de manera resumida en lo referente al análisis MEF y al análisis por MPT, se tratará inicialmente cada método por separado en donde se incluirá una sucinta reseña histórica seguida de los avances más relevantes, posteriormente, al final de cada sub capítulo se realizará una breve descripción de los estudios comparativos más representativos realizados a la fecha.

1.1. Método Puntal tensor.

1.1.1. Reseña histórica

El Puntal tensor nace como una metodología versátil de diseño de elementos de concreto reforzado ya que permite tener en cuenta la combinación de solicitaciones axiales, flexión, corte y torsión al mismo tiempo, lo anterior lo convierte en un método atractivo desde el punto de vista del análisis estructural ya que consiste en resolver modelos unifilares que son comúnmente Isostáticos y cuyos elementos se configuran de acuerdo a la trayectoria de los esfuerzos internos de los componentes analizados.

La idea de utilizar una armadura para determinar la trayectoria de los esfuerzos internos, en una sección de concreto reforzado, fue inicialmente de Ritter (1899) y Morsch (1908), el objetivo era proponer el modelo de una cercha interna en la viga asociando dicho modelo al patrón de las fisuras encontradas (ver Figura I.1), lo anterior basándose en que los puntales de compresión a los extremos estuviesen inclinados a 45° tal y como se presenta la falla a corte en vigas simplemente apoyadas, sin embargo, luego del desarrollo de los métodos tradicionales a corte, se perdió el interés en el MPT.

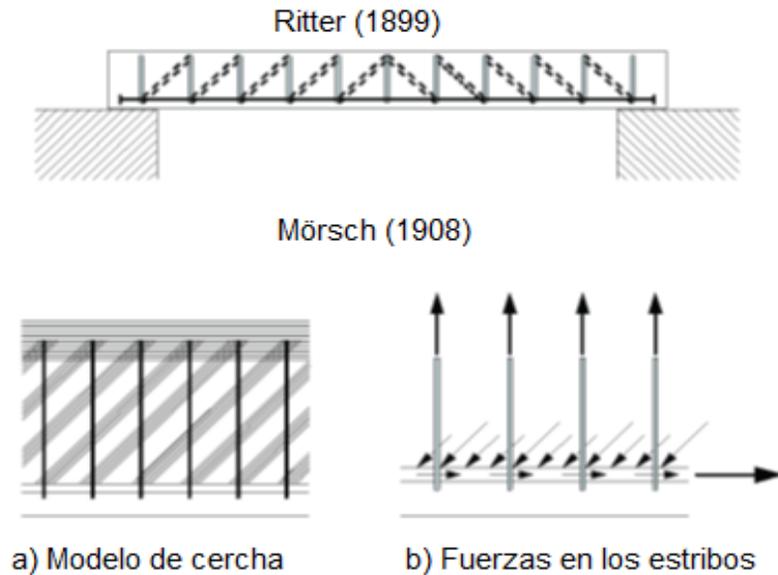


Figura I.1 Modelos de cerchas de Ritter y Mörsch.

Fuente: (Grandic, 2015)

A partir de los años 70 se presentó la necesidad de evaluar el corte en conjunto con la torsión, de allí empezaron a tomar fuerza las teorías de Collins & Mitchell, Schlaich y Schäfer & Jennewein (1986- 1987) las cuales ampliaban el conocimiento del MPT determinando que las zonas en los apoyos cercanas a las cargas y los cambios geométricos eran zonas especiales a evaluar debido a la gran concentración de esfuerzos, estos estudios tuvieron sustento en las teorías presentadas por Kani (1967) cuyo estudio relacionaba el tamaño de los elementos estructurales y el lugar de aplicación de la carga con la resistencia al corte, Kani introduce la famosa relación $a/d < 2,5$.

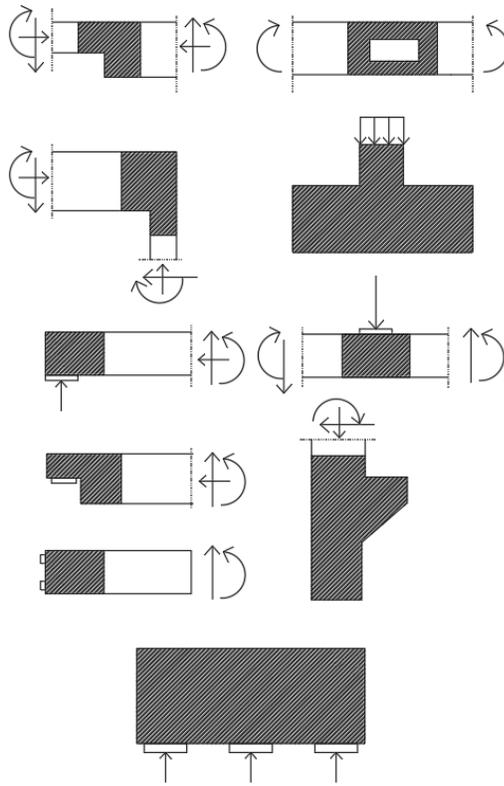


Figura I.2 Zonas especiales a evaluar (Regiones D) Debido a alta concentración de esfuerzos.

Fuente: (Shlaich & Schäfer,1991)

El MPT se continuó estudiando más a fondo en la década de los 90 y en 1994 la AASHTO LRFD lanzó su primera edición incluyendo las primeras recomendaciones para su aplicación, en dicho documento se incluyeron tanto las metodologías de análisis como el detallado del refuerzo en elementos de concreto.

A finales del siglo XX y a comienzos del siglo XXI la mayoría de los trabajos de investigación se enfocaron en refinar los resultados del MPT para la optimización de diseños, tal es el caso de Yag, Xie, Liang y Steven (1999-2000) los cuales introdujeron metodologías de análisis como el método evolutivo bidireccional y la optimización estructural evolutiva.

En las últimas ediciones de la AASHTO (2014, 2017 y la más reciente 2020) se incluyen nuevas recomendaciones para el uso del MPT, se empieza a difundir mucho más el interés por la adecuada aplicación del método y a introducir estas metodologías sofisticadas en los programas de análisis estructural.

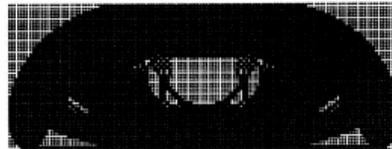
A partir del año 2010, las investigaciones se han enfocado en calibrar resultados y unificar teorías mediante el uso del MPT, dentro de los estudios más reconocidos se encuentran los de Yang (2015) e Ismail K. Y Guadagnini M (2018) entre otros.

El aporte que el presente estudio tiene al estado del arte del MPT se basa en su aporte a la unificación de teorías; Este trabajo será de ayuda en la implementación de los modelos en la práctica profesional y en dar un alcance para la aplicación en dados de transferencia.

1.1.2. Estudios previos del MPT

Teniendo en cuenta que el MPT se popularizó a finales del siglo XX, la mayoría de estudios relevantes surgen por ende a comienzos del siglo XXI. El primer estudio destacado corresponde al de Liang en el año 2000, el cual introdujo un nuevo concepto denominado "*Método de optimización topológica evolutivo basado en desempeño*", este método novedoso se encarga de generar automáticamente las

trayectorias de las cargas dentro de una estructura de concreto reforzado, realizando diferentes iteraciones mediante la eliminación de elementos que representan menores deformaciones internas o deformaciones nulas para llegar al MPT óptimo, un ejemplo de lo expuesto anteriormente se presenta a continuación:



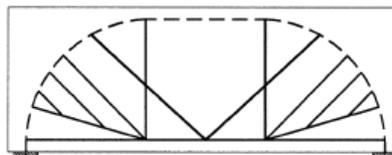
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura I.3 – Representación del MPT basado en el método de optimización topológica evolutivo.

Fuente: (Liang Et, Al, 2000)

Esta metodología también se ha utilizado para investigar elementos de concreto reforzado tridimensionales tal y como se evidencia en el estudio realizado por Yang en el 2014, allí se puede evidenciar la aplicación del método en datos de transferencia, en donde se representa la trayectoria de los puntales direccionados hacia los pilotes.

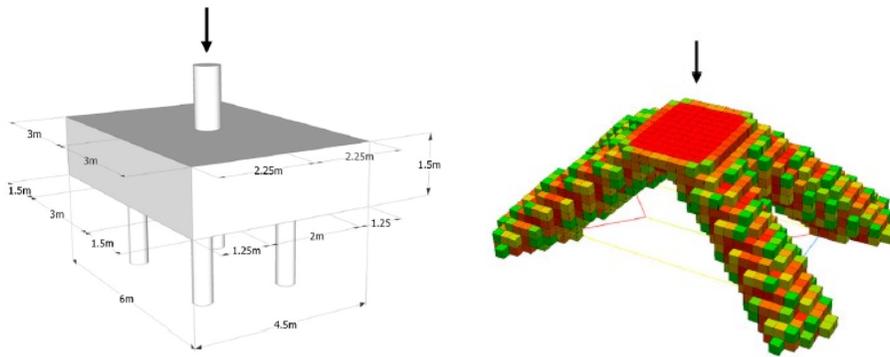


Figura I.4 Método de optimización topológica para MPT

Fuente: (Yang Et. Al, 2014)

Lo anterior sirve para validar algunos modelos planteados en estudios posteriores, dentro de ellos está el modelo realizado por Chen en el año 2018 el cual se muestra a continuación.

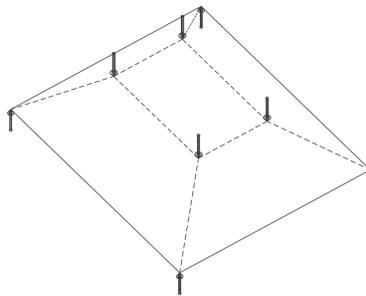


Figura I.5 – MPT tensor propuesto para datos de transferencia

Fuente: (Chen Et. Al, 2014)

Por otro lado, se han realizado estudios en donde se analizan diferentes modelos MPT en datos de transferencia y se comparan con resultados experimentales, tal es el caso del estudio realizado por Tórtola, cuyos modelos tienen en cuenta el aporte realizado por el refuerzo vertical tal y como se muestra en la siguiente figura.

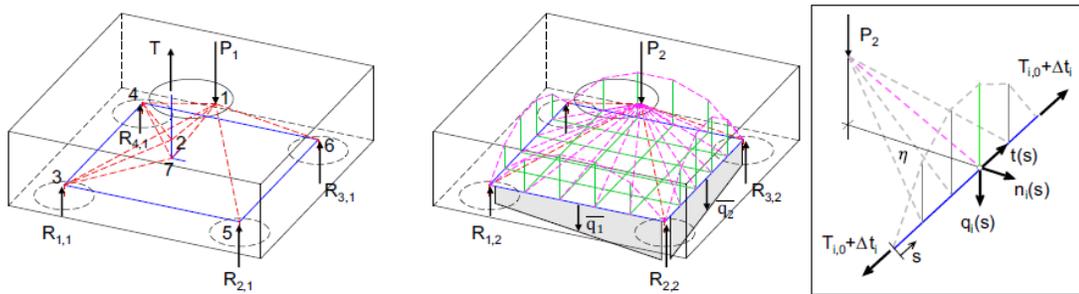


Figura I.6 – MPT alternativo en donde se tiene en cuenta el aporte del refuerzo vertical en el dado de transferencia

Fuente: (Tórtola Et. Al, 2017)

También, se destaca la realización de reportes técnicos en donde se evidencian ejemplos ilustrativos relacionados con la implementación del MPT para diferentes elementos estructurales, dentro de los más destacados se encuentra el reporte DOT de Williams en el año 2011. En este documento se resalta el uso de modelos puntal tensor para datos de transferencia en condición de grandes excentricidades teniendo en cuenta el refuerzo principal superior tal y como se muestra a continuación:

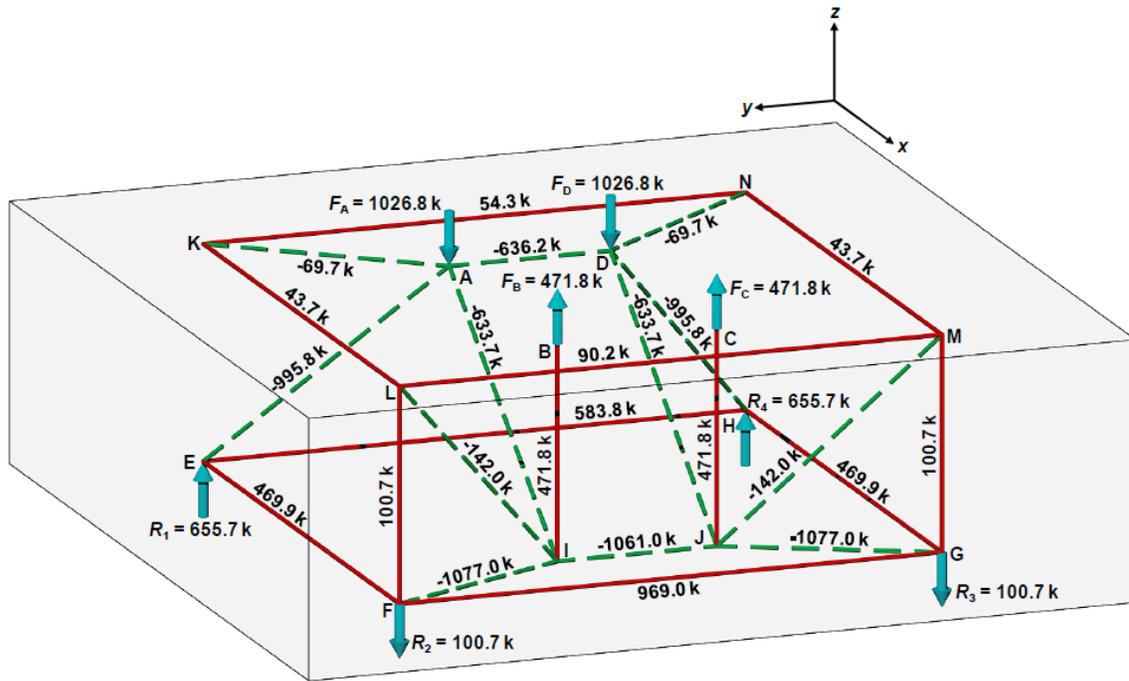


Figura I.7 – Modelo Puntal tensor propuesto por Williams en donde se tiene en cuenta el refuerzo superior del dado.

Fuente: (Williams Et. Al, 2011)

Finalmente, estudios recientes intentan plasmar modelos puntal tensor basados en el desempeño de los esfuerzos internos de las estructuras, y no dependientes únicamente de la intuición del ingeniero estructural, principalmente para modelos complejos. Para ello, se han desarrollado modelos no lineales de elementos finitos en donde se tienen en cuenta factores como el agrietamiento y resistencia plástica del concreto así como la fluencia del acero de refuerzo, con base en la respuesta de las muestras, se han estudiado las distribuciones de las fallas y se han empezado a dimensionar nodos para los elementos con distribuciones complejas, tal es el caso del estudio de Xia en el año 2020, cuya distribución de puntales y tensores y dimensionamiento de los nodos para una viga con discontinuidades sienta las bases

para futuras comparaciones de diferentes elementos estructurales que requieran de revisiones por MPT.

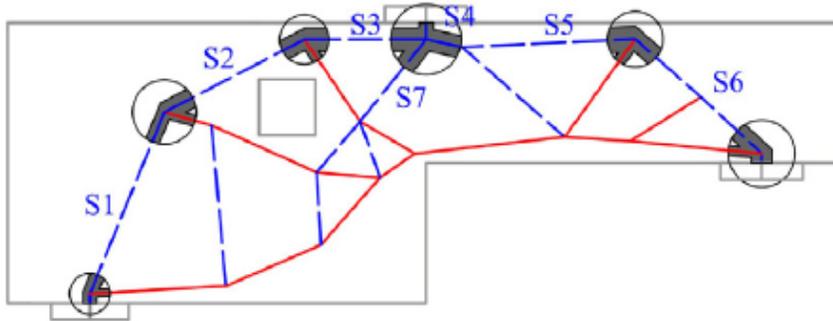


Figura I.8 MPT realizado con base en la distribución plástica de esfuerzos por FEM y dimensionamiento de los nodos.

Fuente: (Xia Et. Al. 2020)

1.2. Método de los elementos finitos

1.2.1. Reseña histórica

El método de los elementos finitos fue expuesto por primera vez por Alexander Hrennikoff (1941), en esos años se planteaba la discretización de un medio continuo mediante muchos fragmentos de elementos finitos, lo anterior para revolver problemas complejos de elasticidad como por ejemplo el tema de vibraciones en elementos lineales en donde plantear ecuaciones para un elemento prismático con variaciones en su sección resultaba en muchos casos imposibles de resolver.

El primer uso en Ingeniería se presentó en el campo de la mecánica de sólidos en donde por primera vez se introdujeron los elementos tipo barra (también llamados tipo frame) para la determinación de esfuerzos internos a lo largo de dicho elemento. Después de este avance, se realizaron variaciones al método para refinar la teoría,

de allí se obtienen soluciones numéricas aproximadas de esfuerzos mediante el método de la interpolación por partes.

A partir de 1947, El teórico Samuel Levy introdujo el método de las fuerzas y desplazamientos aplicado a la Ingeniería aeronáutica Levy (1953), sin embargo, en su momento no era un método práctico para la elaboración de cálculos manuales por lo que se olvidó hasta la creación de la computadora digital, hoy en día, su uso se extiende no solo a la Ingeniería Aeronáutica y Estructural, sino a muchos otros campos de la Ingeniería incluyendo también campos de la física.

La primera aplicación del método en elementos bidimensionales fue gracias a Turner et. Al en 1958, a partir de ese año se podía plantear una matriz de rigidez para elementos planos (también llamados elementos tipo Shell) y se plantearon ecuaciones para la solución de formas triangulares y rectangulares. Por otra parte, El análisis de elementos tridimensionales se empezó a desarrollar en la época de 1963 por Grafton, Gallagher y Melosh entre otros.

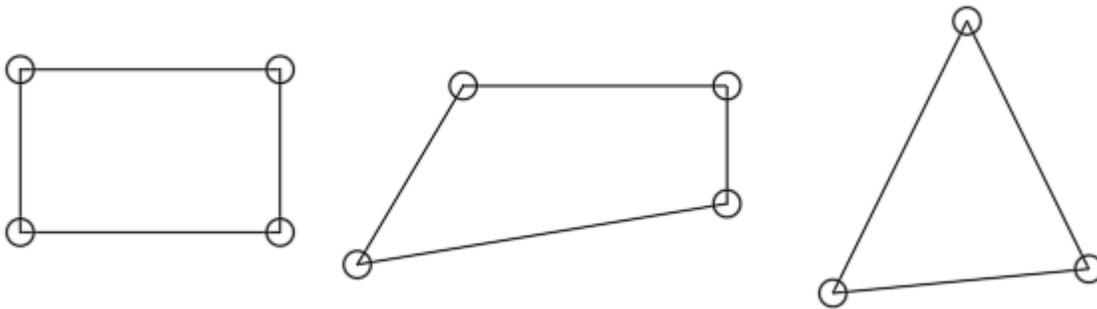


Figura I.9 – discretización propuesta para la aplicación del método de elementos finitos en elementos bidimensionales de tres y cuatro lados.

Fuente: (M. Vázquez, 1971):

Desde 1965 hasta la fecha, se han desarrollado múltiples estudios para la complementación y refinamiento del método, de los más destacados se encuentran la consideración del análisis dinámico en el desarrollo de la matriz consistencia – masa desarrollada por Aecher en 1965 y el desarrollo de soluciones no lineales al comportamiento dinámico de estructuras expuesto inicialmente por Ted Belytchko en 1976.

1.2.2. Estudios previos del MEF aplicado a estructuras

En el caso del método de los elementos finitos aplicados a ingeniería estructural, se han realizado diferentes estudios aplicados a elementos de concreto reforzado y específicamente a dados, sin embargo, muchos de estos trabajos se enfocan en la determinación de esfuerzos internos mediante la interacción suelo estructura o análisis que tienen en cuenta variaciones de temperatura en concretos masivos, dentro de los estudios más destacados se encuentran los análisis de concreto masivo de Lawrence en el 2014 en donde se modelan elementos en 3D para investigar la influencia de la temperatura externa en dados y la determinación del aislamiento requerido para prevenir el agrietamientos a temprana edad.

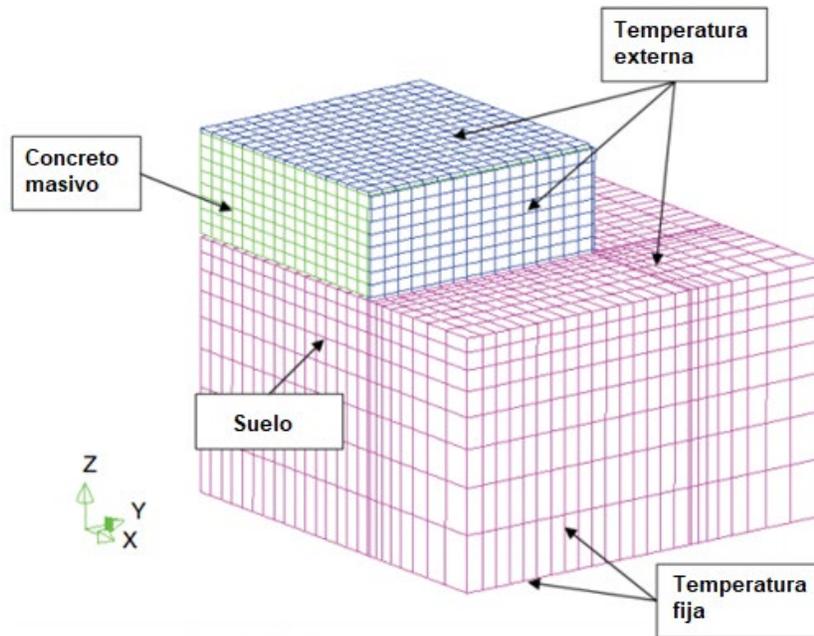


Figura I.10 – Discretización en elementos finitos para una zapata en conjunto con el suelo de soporte.

Fuente: (Lawrence Et. Al, 2014)

Por otro lado, y como se menciona en capítulos anteriores, se han realizado comparaciones del MEF contra MPT en elementos tipo viga, en los cuales se cotejan las trayectorias de esfuerzos internos a tracción, así como las principales zonas de concentraciones de esfuerzos a compresión, con lo anterior, se crea un acercamiento entre ambas metodologías para continuar realizando estudios comparativos para diferentes elementos estructurales.

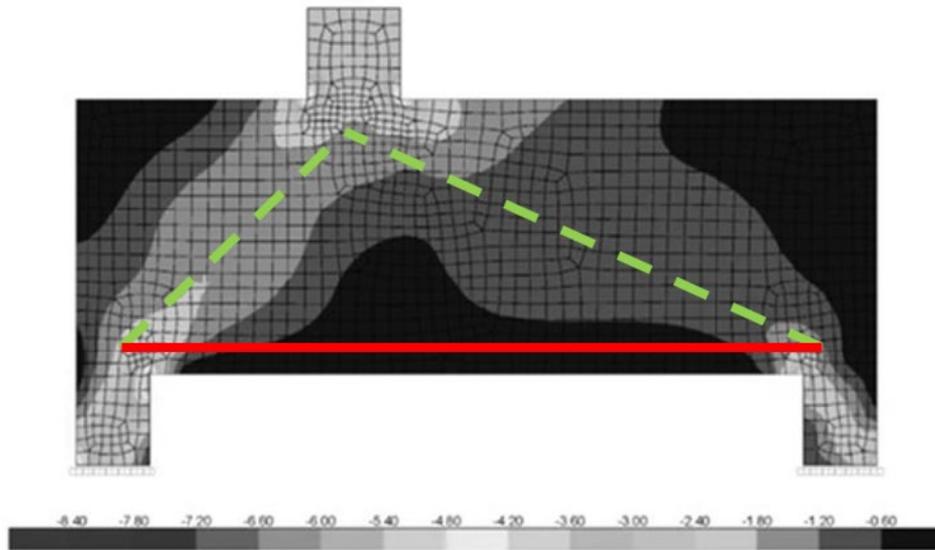


Figura I.11 – Modelo MEF en 2D comparado con un MPT para una viga alta.

Fuente: (Apuntes del curso: Comportamiento plástico de estructuras en concreto – Escuela colombiana de Ingeniería Julio Garavito)

También, el método de los elementos finitos se ha utilizado para investigar conexiones en elementos de concreto reforzado, como lo es el caso de la conexión viga columna en elementos postensados en donde existen concentraciones importantes de esfuerzos en el nodo, de estos estudios se tiene una guía para la modelación de las condiciones de frontera tal y como se muestra en la siguiente imagen.

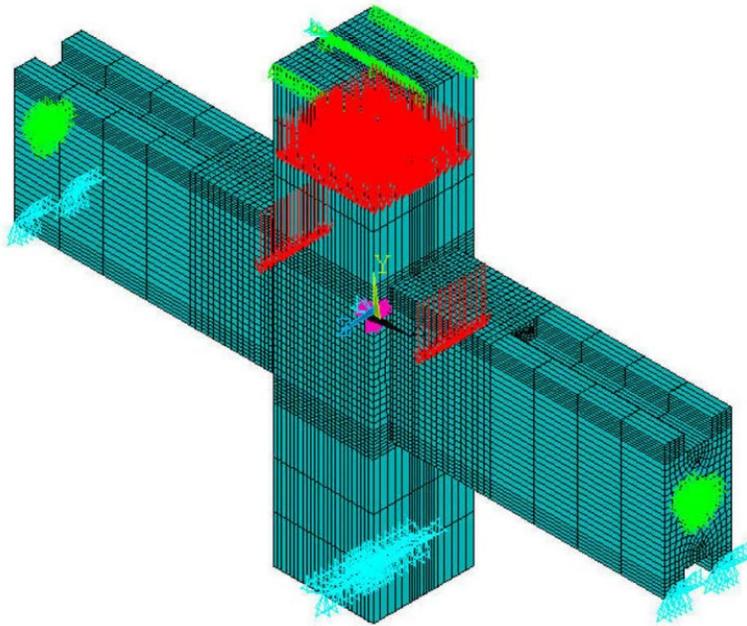


Figura I.12 – Modelación del nodo columna-viga postensada en elementos finitos 3D y condiciones de frontera.

Fuente: (Hawlieh Et. Al, 2010)

1.3. Estudios posteriores

Teniendo en cuenta el estado del arte y las líneas de investigación relacionadas con el MPT y el MEF, se presenta la necesidad de implementar una comparación teórica para datos de transferencia tanto para elementos en 2D como elementos en 3D, de esta manera, se podrá identificar la localización típica de los esfuerzos principales y secundarios para plantear modelos puntal tensor que puedan ser usados en la práctica profesional.

El presente estudio se encarga de realizar la comparación teórica entre datos de transferencia modelados como elementos planos 2D en elementos finitos, contra modelos puntal tensor, sin embargo, se deja abierto para seguir estudiando modelos de elementos finitos en tres dimensiones.

Capítulo II

MARCO TEÓRICO

Para exponer los conceptos básicos que se involucran durante el desarrollo de este trabajo, es necesario presentar un marco teórico por separado de cada uno de los métodos, En este capítulo se detallará de qué forma se determinan las solicitaciones de diseño y cómo estas repercuten en el resultado final.

2.1. Base teórica del método puntal Tensor

El MPT es un método de análisis y diseño de elementos de concreto reforzado cuyo objetivo es determinar la distribución de fuerzas internas dentro un elemento que cumpla alguna de las siguientes condiciones: 1) Que el elemento esté dentro de una zona de discontinuidad o de alta concentración de esfuerzos, comúnmente llamadas regiones D (ver Figura I.2) o 2) Que la distancia entre la zona de aplicación de la carga y el apoyo (a) sea menor a dos veces y media la altura efectiva del elemento denominada d . En estos casos, las suposiciones iniciales de diseño a flexo-cortante de Navier Bernoulli en donde se asume que las secciones planas permanecen planas y en donde existe una compatibilidad de esfuerzos y deformaciones internas, no aplica, lo anterior ocurre debido a que la distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias a través de la altura del elemento no son lineales. Esta distorsión en el elemento se empieza a acrecentar a medida que la relación a/d va disminuyendo tal y como se muestra en la Figura II.1 en donde la variación de esfuerzos flectores para diferentes alturas de un elemento empieza a curvarse para una viga de una misma luz:

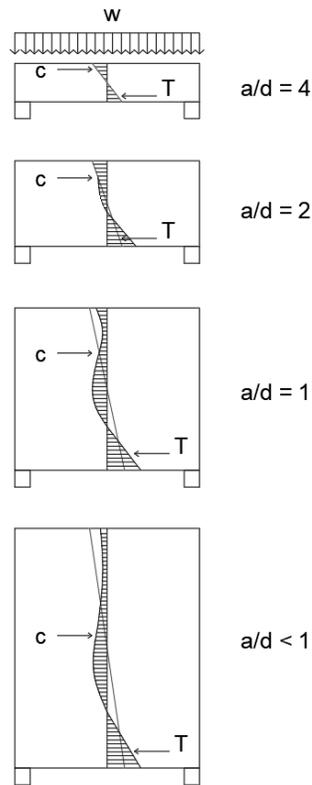


Figura II.1 Variación de esfuerzos flectores de acuerdo a relación a/d en una viga simplemente apoyada.

Fuente: Adaptado de Hormigón II, Llopiz C. 2009

El primer estudio que representa una variación de esfuerzos de este tipo por medio de gráficos comparativos (Kani 1967), habla acerca de la variación del cortante con respecto al método tradicional de las secciones (o método flexo - cortante) y dicha hipótesis ha sido validada por autores posteriores, de ahí la necesidad de representar las fuerzas internas por medio de puntales y tensores.

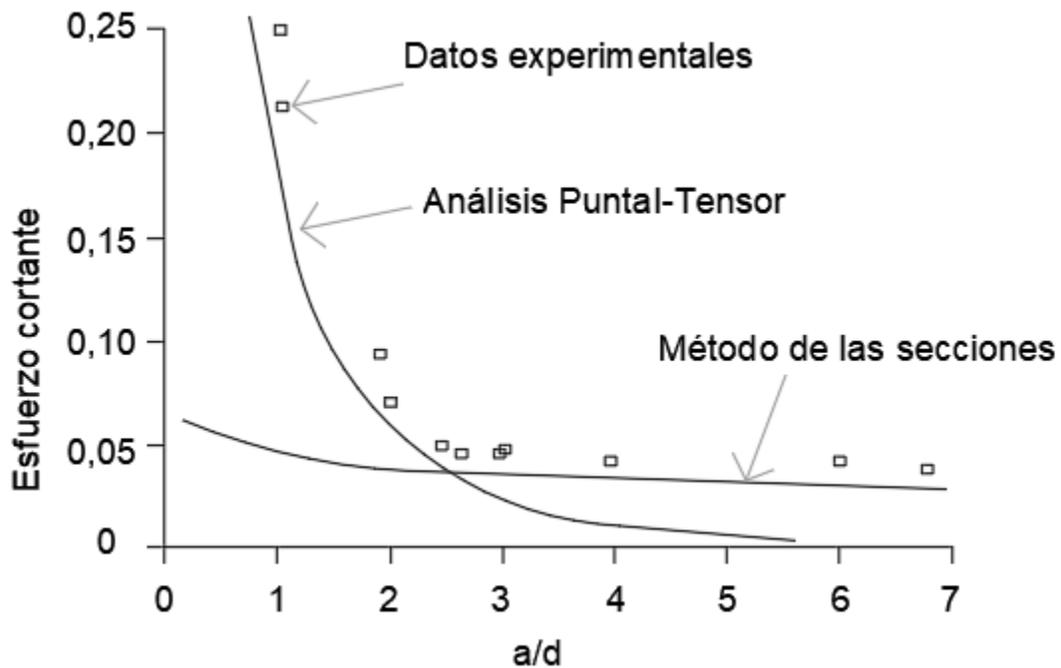


Figura II.2 Comparación de esfuerzos cortantes de una viga con respecto a su relación a/d .

Fuente: (Kani Shear test, 1967)

Como se mencionó anteriormente, el método se basa en la representación de esfuerzos internos mediante una modelo unifilar, el cual se compone básicamente de 3 elementos: Puntales, Tensores y Nodos. Los Puntales se refieren a los miembros a compresión y se representan como elementos punteados en color verde en la Figura II.3, por otro lado, los tensores corresponden a los elementos a tracción representados como una línea roja, su ubicación dentro del elemento coincide con la ubicación del acero de refuerzo, por último, se encuentran los nodos, estos elementos representados en color naranja se encuentran en la unión entre tensores y/o puntales y constituyen uno de los aspectos más importantes de esta metodología ya que dentro de ellos se concentrarán las mayores fuerzas a compresión y/o tracción, un buen diseño del nudo define el éxito en la correcta aplicación del MPT.

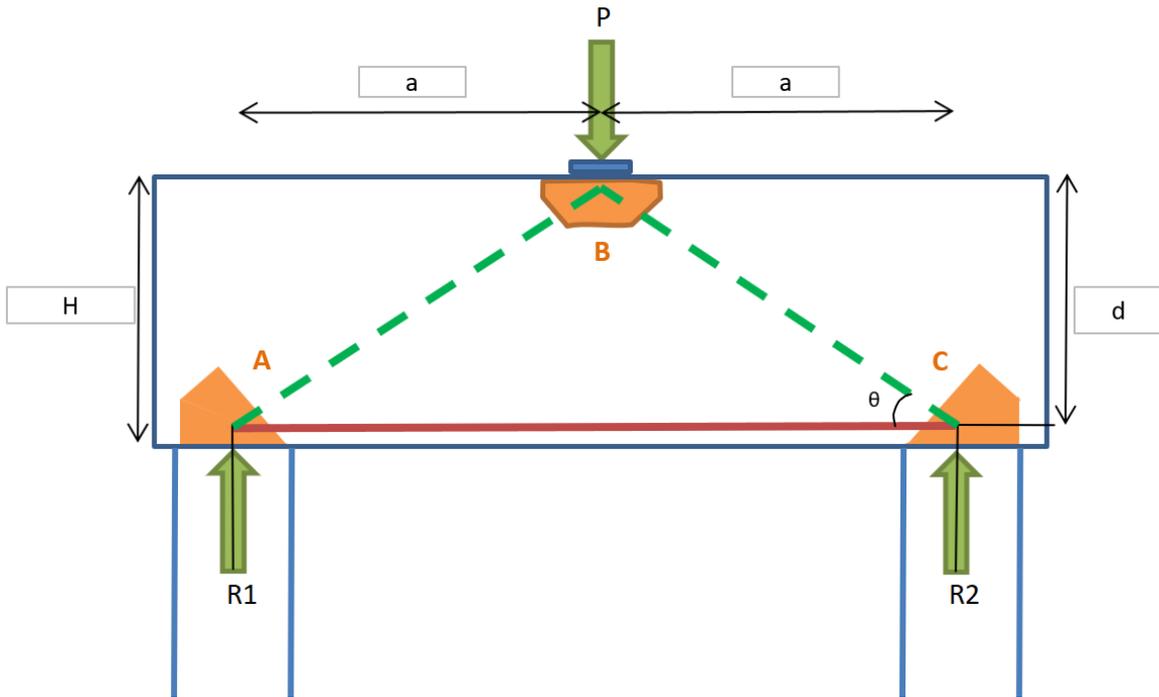


Figura II.3 Representación de Puntales, tensores y nodos dentro de un modelo puntal tensor.

Al desarrollar los MPT es necesario tener en cuenta 3 aspectos fundamentales:

- 1) La cercha debe representar el flujo natural de las fuerzas al interior del elemento y por lo tanto, se debe cumplir el principio de la mínima energía; los modelos más utilizados en la práctica representan la trayectoria de las fuerzas con el menor recorrido posible en donde la suma de la longitud de los puntales y tensores tiende a ser la más corta, lo anterior es importante tenerlo en cuenta ya que, al ser una metodología de análisis plástico de límite inferior en donde la solución de trayectorias de esfuerzos conlleva a resultados conservadores, también se pueden presentar casos en donde la inexperiencia en la elaboración de los modelos conlleve a diseños con agrietamientos excesivos y por lo tanto inaceptables, a continuación un esquema de ejemplo.

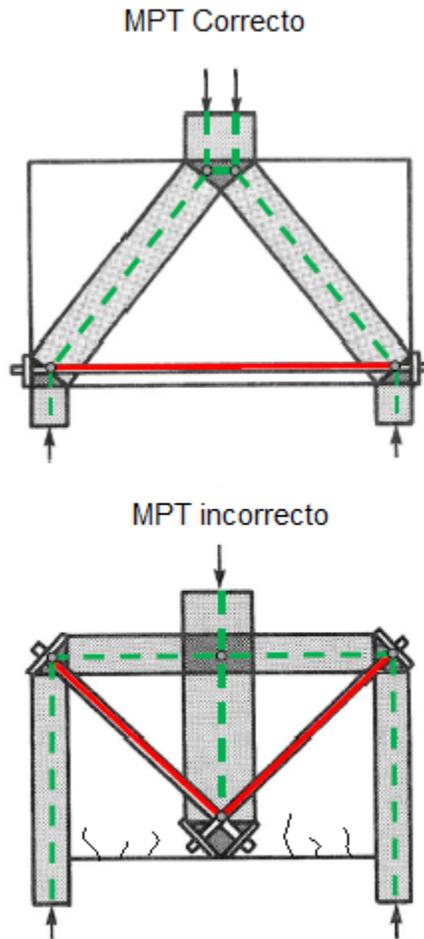


Figura II.4 Elección adecuada de un MPT con base en la suma de la longitud de los puntales y tensores, la figura superior muestra el MPT adecuado mientras que la figura inferior muestra un MPT inadecuado el cual teóricamente está en equilibrio pero que presenta agrietamientos excesivos en la base del elemento.

Fuente: (Williams C, 2011)

- 2) La cercha debe estar en equilibrio con las fuerzas externas, para ello, es necesario un adecuado cálculo de las reacciones del sistema.
- 3) El concreto debe tener la suficiente capacidad de deformación para acomodarse a la distribución asumida de las fuerzas representadas en los puntales y los tensores,

para este caso, es de vital importancia contar con concretos que tengan la resistencia suficiente para contrarrestar las fuerzas a compresión de los puntales y las tensiones indirectas que ocurren en los mismos tal y como se puede apreciar en la Figura II.5, allí se puede apreciar como el puntal izquierdo AB se descompone para representar una cercha en donde se evidencien las tensiones indirectas mencionadas.

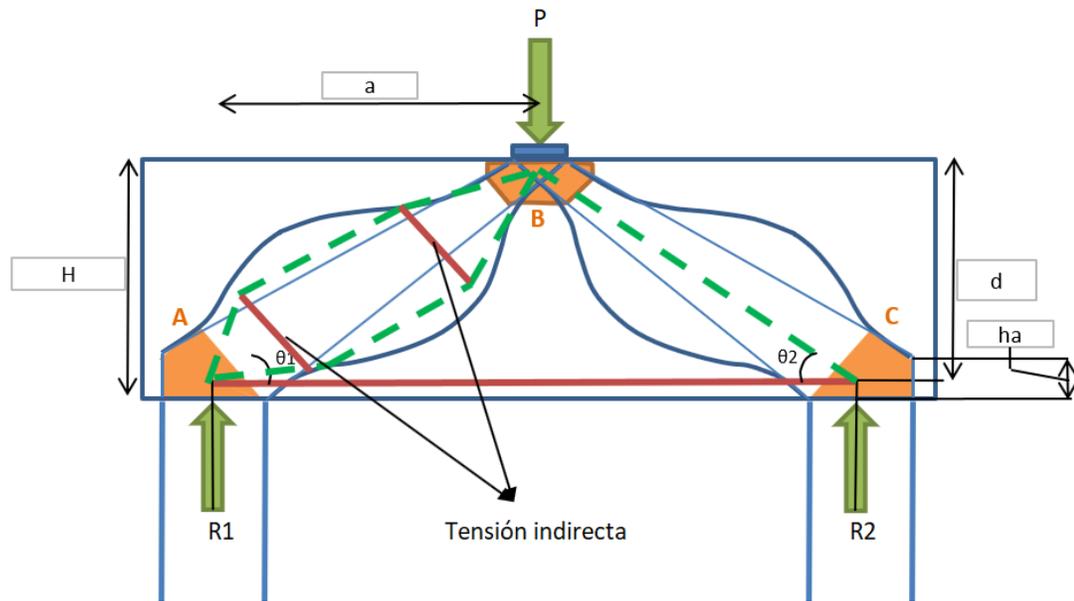


Figura II.5 Representación de la tensión indirecta en los puntales tipo Botella.

Es de resaltar que en este estudio se modelan los elementos del MPT de la forma más simplificada posible teniendo en cuenta que, según datos experimentales presentados en Bircher et. Al. (2009). Los MPT que involucran mayor cantidad de paneles (mayor longitud de puntales y tensores) resultan conservadores comparados con la resistencia al corte tal y como se expresa en la siguiente figura.

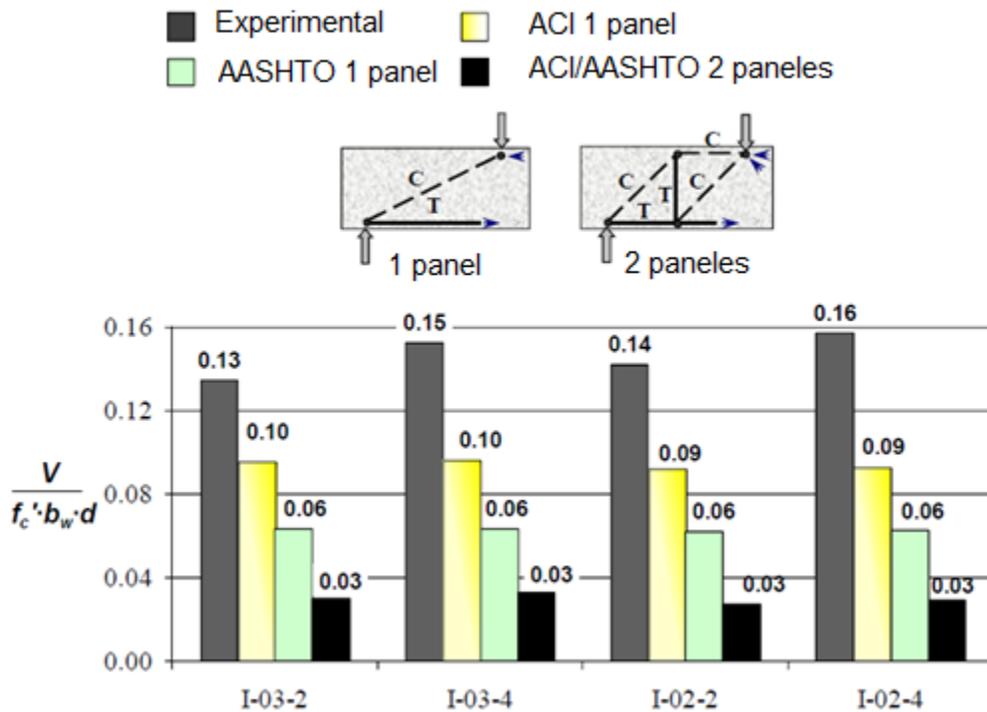


Figura II.6 – Comparación de la capacidad experimental a corte contra la capacidad de MPT calculada de acuerdo a ACI318 y AASHTO LRFD para 1 y 2 paneles.

Fuente: (Bircher et. Al, 2009).

En la Figura II.6 se evidencia que la capacidad de los MPT en vigas de gran altura para modelos de dos paneles es hasta 5 veces menor que los resultados experimentales, se decide entonces, trabajar con la menor cantidad de puntales y tensores (un panel) dejando en claro que para los casos en donde existe gran excentricidad de la carga, se tendrán que considerar los refuerzos provenientes de la pila y los pilotes actuando como tensores dentro del MPT planteado.

Por otra parte, se deberán evaluar las caras del nudo o en su defecto, si el modelo es tridimensional, las caras en contacto con el apoyo.

Adicionalmente, para que el modelo sea válido se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- 1) Las solicitaciones aplicadas deberán ser mayoradas y la resistencia de los elementos que componen el modelo deberán ser mayores a dichas solicitaciones.
- 2) No se permite el traslapo de puntales, a menos que dicho encuentro ocurra en el nudo, por otra parte, los tensores si pueden atravesar puntales y otros tensores.

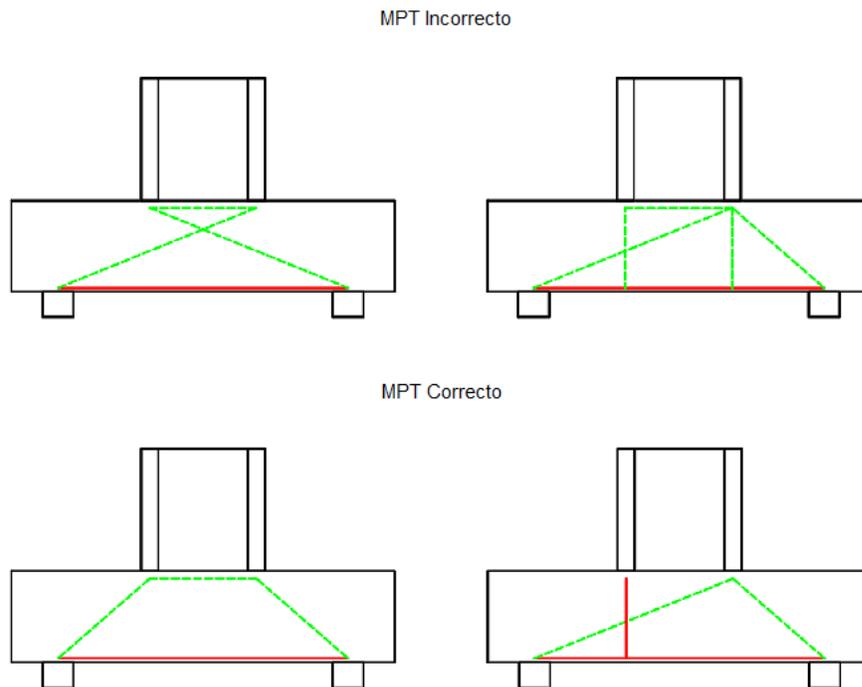


Figura II.7 Ejemplos de MPT incorrectos debido al cruce de puntales en contraste con MPT correctamente planteados.

- 3) Para las regiones críticas a evaluar, o regiones D, el menor ángulo permitido entre puntal y tensor (θ) deberá ser de $21,8^\circ$ valor que corresponde a una relación máxima de $a/d = 2,5$.

Una vez realizado el modelo puntal tensor y verificado el cumplimiento de todos los elementos que lo componen, es necesario realizar dos verificaciones adicionales:

- 1) La primera verificación consiste en el chequeo del refuerzo para control de agrietamiento: Es necesario realizar esta verificación para garantizar que las tensiones indirectas ocurridas en los puntales tipo botella mencionados anteriormente, serán tomadas por un refuerzo interno en los elementos, generalmente son refuerzos de piel en vigas.

Según el numeral 5.8.2.6 de la AASHTO LRFD, para el caso de los dados no es necesario realizar esta verificación (AASHTO LRFD 2017, 8th Edición, página 5-95).

- 2) En la segunda verificación, se revisará el apropiado anclaje de las barras en los extremos de los elementos, en el caso de los dados de transferencia esta verificación se realizará para el refuerzo dispuesto sobre los pilotes extremos una vez se hayan realizado las verificaciones de los nudos críticos del sistema.

Por último, es importante mencionar que no se realizan las revisiones de los puntales debido a que la geometría típica de estos elementos es de tipo botella tal y como se muestra en la Figura II.5 (Williams et. al, 2011), por lo tanto, el chequeo realizado a compresión de este puntal solo se vuelve crítico en las zonas nodales que es donde adquiere su menor área resistente, por otro lado, el cálculo del refuerzo por agrietamiento que es donde se tienen en cuenta las tensiones indirectas previstas en los puntales, no es necesario calcularlo para dados de transferencia o elementos macizos tal y como lo menciona el numeral 5.8.2.6 de la AASHTO LRFD.

2.2. Base teórica del método de elementos finitos

Debido a la complejidad para determinar ecuaciones en estructuras continuas, se hace necesario la implementación del método de los elementos finitos, en el cual, a cambio de determinar ecuaciones diferenciales que en muchos casos serían imposibles de resolver, se deciden implementar aproximaciones numéricas mediante la discretización de las estructuras continuas en elementos finitos, los cuales estarán interconectados entre sí mediante nodos.

La idea principal del método es estudiar cada elemento finito por separado determinando los desplazamientos en los nodos, una vez que se haya realizado este procedimiento, se aplica la ley constitutiva para calcular los esfuerzos internos en el elemento teniendo en cuenta las respectivas condiciones de frontera.

El método de los elementos finitos consta de las siguientes fases según M. Vázquez, (1971):

1. División de elementos finitos: Como se ha mencionado anteriormente, cada elemento dividido deberá ser de máximo 4 lados para estructuras planas.
2. Vector de desplazamiento del elemento: Este proceso utiliza la función de interpolación lineal y por ello es de vital importancia discretizar lo más pequeño posible los elementos, entre más pequeña sea la discretización del elemento, mayor será la exactitud del resultado. Es de resaltar que en este caso el tamaño de cada elemento es relativo a su tamaño, para el caso de este estudio, los elementos planos tendrán máximo una dimensión de 50x50 cm.
3. Matriz de Rigidez del elemento: Una vez conocida la forma aproximada de los desplazamientos en los nodos, se procede a calcular los parámetros nodales del elemento en función de las fuerzas nodales que actúan sobre él.
4. Matriz completa de rigidez de la estructura: En este paso se ensambla la matriz de rigidez completa del elemento.
5. Respuesta de la estructura: En este último paso se determinan los esfuerzos internos del elemento teniendo en cuenta las condiciones de frontera estimadas

en los pasos anteriores, la resolución de un sistema de ecuaciones lineales permite calcular las fuerzas nodales las cuáles serán las reacciones de los enlaces externos. A partir de los parámetros nodales se puede calcular la respuesta interna del elemento.

Para el caso particular de este trabajo, se analizarán los dados como elementos bidimensionales, ya que, en la práctica, suelen utilizarse estos elementos para la representación geométrica de los dados de transferencia.

A continuación, se dan algunas pautas para la modelación e interpretación de resultados de los modelos en MEF en dados de transferencia, los cuales, para el caso de este trabajo se realizarán por medio del programa de análisis estructural SAP2000:

- Asignación de ejes locales y ejes globales: Para un elemento tipo shell, los ejes locales orientados en el plano, corresponden a los ejes 1 y 2, rojo y verde respectivamente. El eje 3, cuya flecha correspondiente al color cian, está orientado fuera del plano tal y como se evidencia en la siguiente imagen:

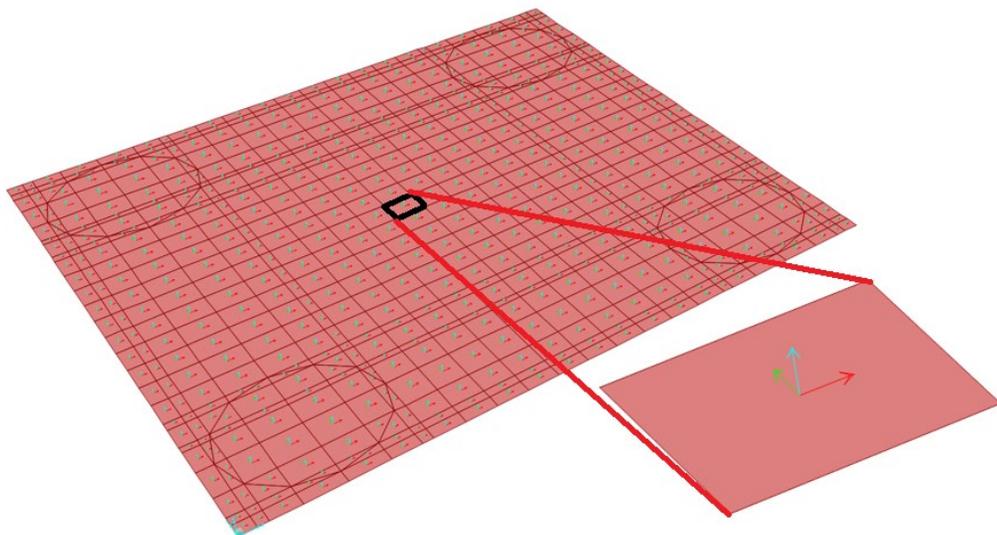


Figura II.8 Orientación de ejes locales y ejes globales.

Por otro lado, la orientación de los ejes locales puede ser distinta a la orientación del eje global de coordenadas, este último representa el origen de coordenadas de los nodos para cada uno de los elementos subdivididos del Shell, la asignación de cargas puede realizarse bajo la referencia de un eje local o global, sin embargo, la respuesta de la estructura siempre va a estar referenciada por los ejes locales.

- Respuesta del elemento: Como un repaso rápido, se puede mencionar que, si necesitamos verificar un momento flector actuando en el sentido del eje local 1, se debe leer el momento actuando en ese mismo eje, como en el presente estudio se realiza la comparación con el programa de análisis SAP2000, este momento flector se denominará como M11, lo mismo ocurre con el momento actuando en el sentido ortogonal, es de resaltar que la lectura de las solicitaciones en elementos tipo Shell, es diferente a la lectura en elementos tipo barra o frame. Para dados, el sentido del momento actuante representa el sentido de disposición del acero de refuerzo.

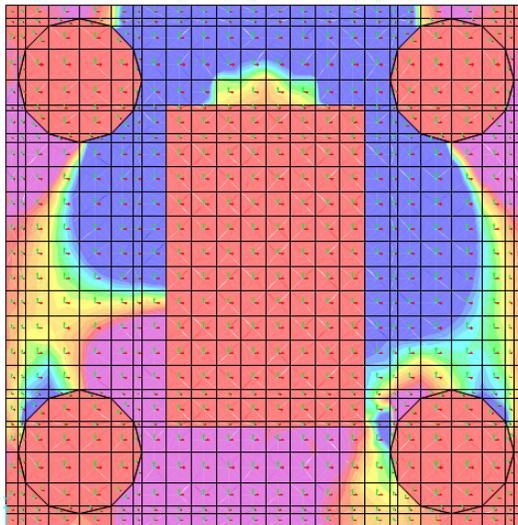


Figura II.9 – Representación de M11 en donde el refuerzo va en sentido del eje local 1.

- Restricciones y condiciones de frontera: Como se puede apreciar en la Figura II.9, el área correspondiente a los pilotes y a la pila, no presenta esfuerzos internos, la

razón radica en que, para una adecuada lectura de resultados, es necesario tener presente la frontera o borde del elemento. Para el caso de este estudio, se determinaron las reacciones de los pilotes y se aplicó la carga desde el pilote hasta la pila, por lo tanto, todo el contorno de la pila tiene restricción en los 6 grados de libertad.

Las restricciones en los bordes del pilote y la pila para poder leer los resultados en los contornos se realizan debido a que la intención es calcular unos esfuerzos a flexión y a cortante últimos para los diferentes estados limites, los puntos que componen el área correspondiente a cada pilote se vinculan con constraints para simular su comportamiento como un solo elemento y para delimitar las condiciones de frontera, en el caso de la pila, todo el contorno se delimita como un empotramiento tal y como se menciona en el párrafo anterior.

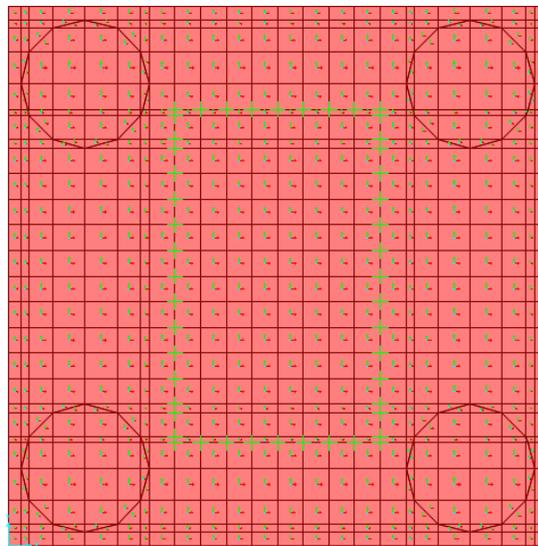


Figura II.10 – Ejemplo de modelación de dado cuando la carga proveniente de los pilotes hacia la pila, adicional se pueden verificar las condiciones de frontera en el contorno de la pila.

- Consideración de las deformaciones por corte: Es importante tener en cuenta el aporte que las deformaciones por corte tienen en la matriz de rigidez de cada elemento modelado, algunos programas de análisis estructural tienen la opción de

incluir la rigidez a corte cuando el elemento plano empieza a tener grandes espesores, esto es importante tenerlo en cuenta porque si se restringen los desplazamientos por corte, los resultados del cálculo de las fuerzas internas pueden ser bastante conservadores tal y como se presenta en la siguiente comparación:

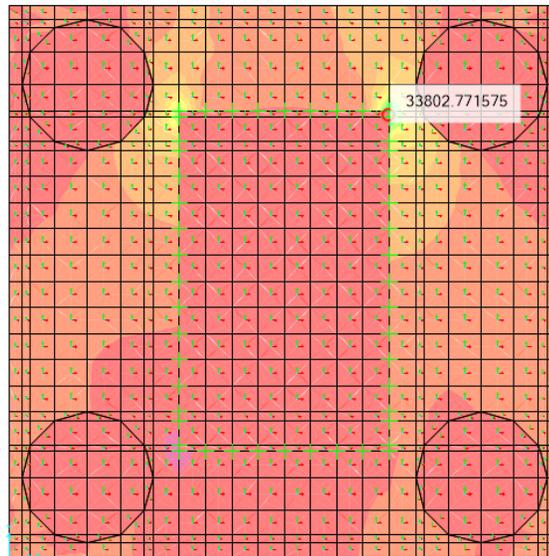


Figura II.11 – Momento máximo en un elemento tipo shell cuando no se consideran las deformaciones por corte en la matriz de rigidez (kN*m).

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

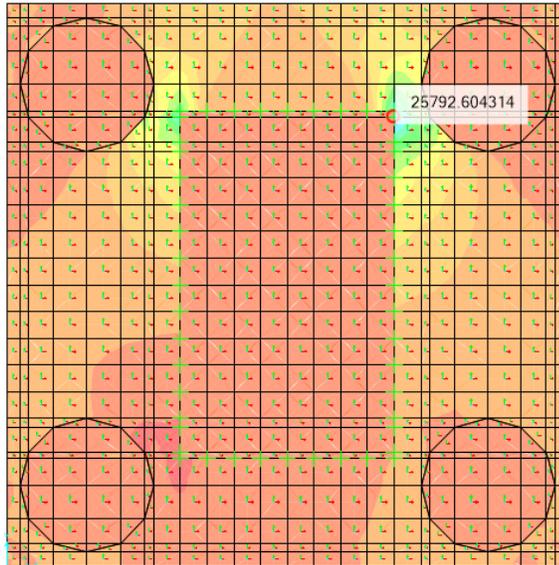


Figura II.12 - Momento máximo en un elemento tipo Shell cuando se consideran las deformaciones por corte en la matriz de rigidez (kN*m).

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Como se puede apreciar, para un dado con el mismo régimen de cargas, misma geometría y mismas condiciones de frontera, el hecho de no considerar las deformaciones a corte puede elevar las solicitaciones en un 30% o más, lo cual puede producir que se disponga una gran cantidad de refuerzo en donde no sea necesario y por el contrario omitir disponerlo en sitios claves para evitar la fisuración del elemento.

Este estudio compara el método puntal tensor con el método de elementos finitos para corroborar si aun teniendo en cuenta las deformaciones por corte en los modelos por elementos finitos y diseñando con el método a flexo cortante, los resultados de diseño para dados con espesores grandes varían considerablemente, o si por el contrario, se puede concluir un acercamiento de ambos métodos bajo condiciones específicas de configuración en la geometría de la cimentación las cuales se plantearán en la siguiente metodología.

Capítulo III

METODOLOGÍA

En este capítulo se expondrán las metodologías de cálculo estructural de dados por MEF y MPT, cuyos resultados para las diferentes configuraciones serán objeto de comparación en el capítulo III. Se expondrán los parámetros de variación del cimientado y se detallará la forma de aplicación de las cargas, así como la forma en cómo se visualizarán los resultados, por otra parte, se explicarán las exigencias presentes en las normativas vigentes con respecto a la correcta aplicación del MPT.

3.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar la comparación del diseño de un dado de transferencia típico en voladizos sucesivos mediante el método de los elementos finitos contra el método puntal tensor ante diferentes configuraciones de carga última, altura de dado y número y separación de pilotes bajo la metodología CCP14 y/o AASHTO LRFD 2017.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar el área de refuerzo necesaria en el dado mediante el método puntal tensor y el método de los elementos finitos variando parámetros en la geometría y cargas últimas actuantes.
- Establecer para las metodologías estudiadas, el patrón de comportamiento de las fuerzas internas en el elemento.
- Establecer un modelo Puntal tensor práctico para el diseño de dados de transferencia ante diferentes configuraciones de altura de dado, separación y número de pilotes.
- Establecer una guía de diseño por el método puntal para elementos tridimensionales como lo son los dados de transferencia de 4 o más pilotes.
- Establecer limitaciones claras para el diseño de dados por elementos finitos con elementos planos o tipo Shell.

A continuación, se describen las diferentes etapas desarrolladas en el proyecto.

3.3. ETAPAS DEL ESTUDIO

3.3.1. Definición de geometría del puente en estudio

Para determinar las solicitaciones actuantes en la base de la pila, las cuales van a ser transferidas al dado se construye un modelo global del puente en estudio cuyas características se muestran a continuación:

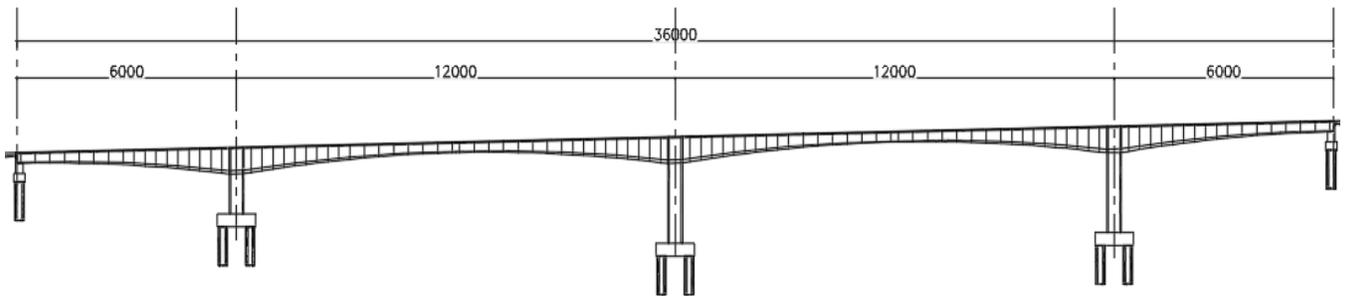


Figura III.1 – Perfil del puente en estudio con una longitud total de 360 m compuesto de 2 vanos centrales de 120 m y dos extremos de 60 m.

Fuente: Diseño estructural puente río Fonce – J. P. Ingeniería

El puente consta de 3 apoyos centrales diseñados con pilas tipo cajón y 2 apoyos extremos, el sistema de voladizos sucesivos es compensado mediante dos luces centrales de 120 m y 2 luces extremas de 60 m.

La superestructura del puente, cuenta con una viga de canto variable con alturas desde 6 m en la dovela base hasta 2,4 m en la dovela de cierre, por otra parte, el tablero tiene un ancho total de 13,60 m.

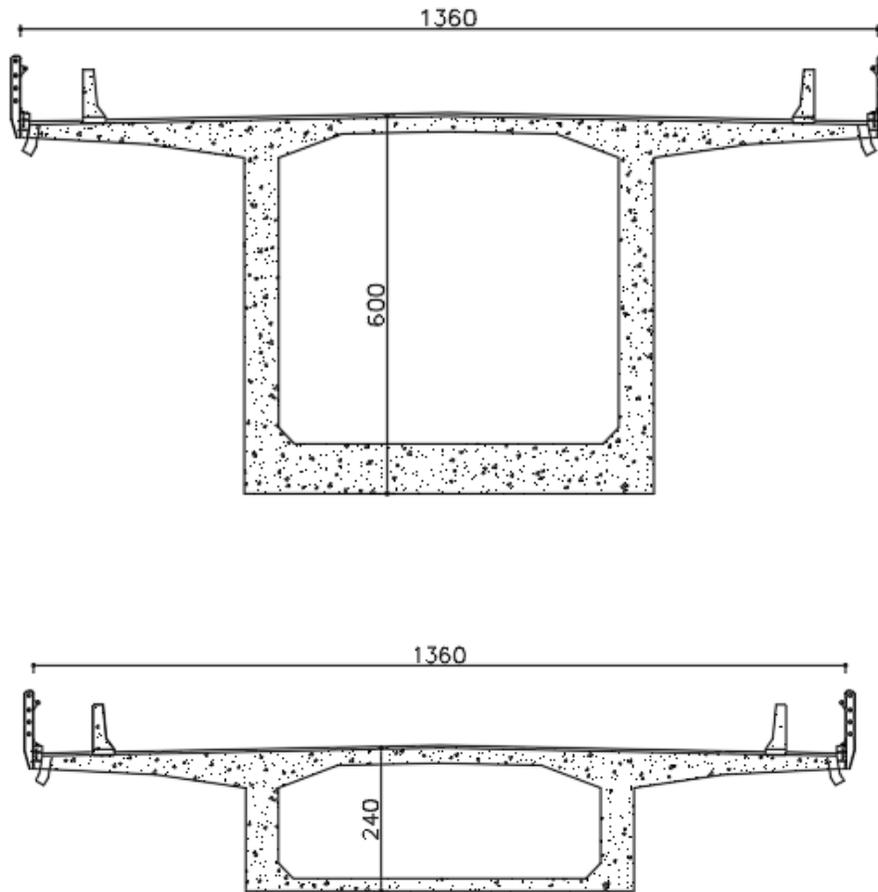


Figura III.2 – Secciones transversales de la viga cajón en la pila (figura superior) y en el centro de la luz (figura inferior).

Fuente: Diseño estructural puente río Fonce – J. P. Ingeniería

Por último, se puede evidenciar que la sección de la pila que transmitirá la carga a los dados será de 4 m en sentido longitudinal y 6,5 m en sentido transversal, el espesor de las paredes será de 0,55 m. El apoyo que se estudiará corresponde al apoyo 3 que consta de una pila con una altura de 18,0 m.

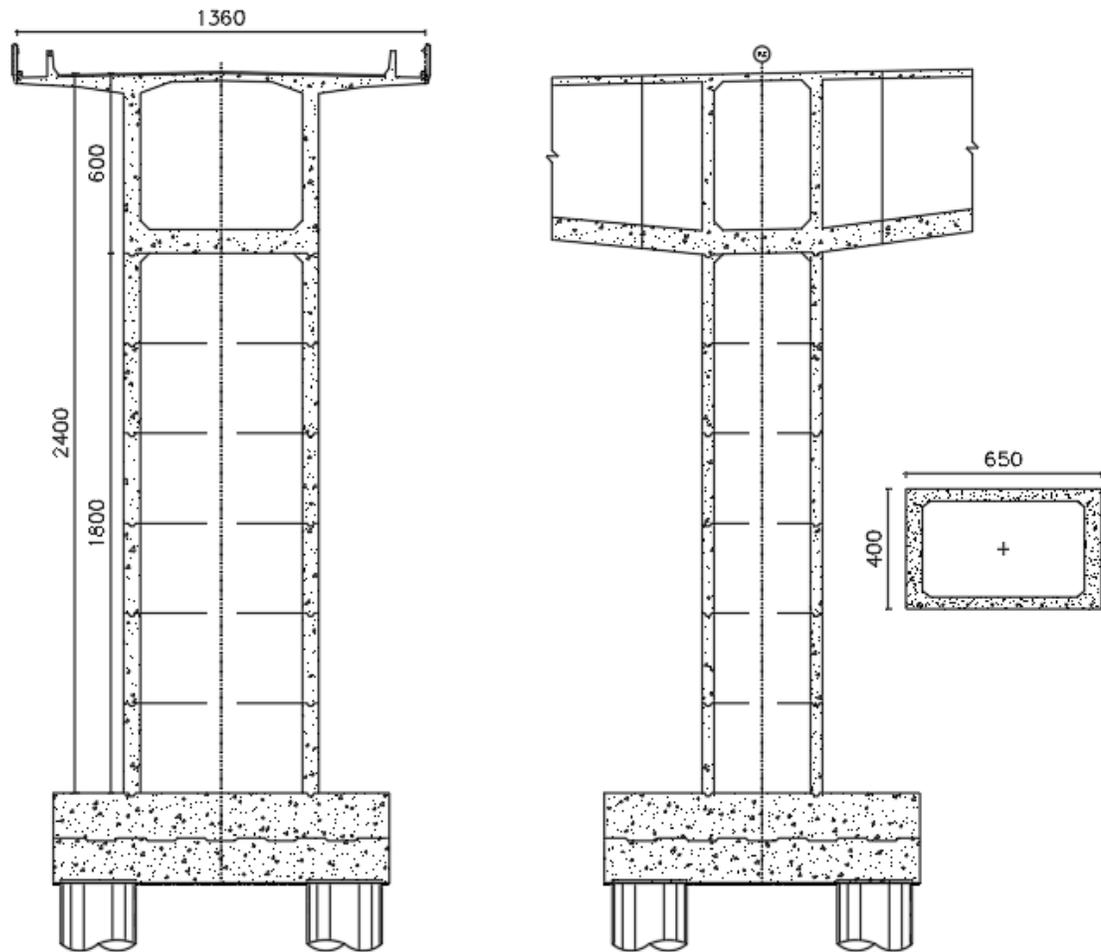


Figura III.3 – Altura del apoyo en estudio (Figura superior) y sección transversal típica de las pilas (Figura inferior).

Fuente: Diseño estructural puente río Fonce – J P. Ingeniería

3.3.2. Consideraciones de análisis

Durante el proceso de análisis, se decide tomar las reacciones en la base del apoyo 3 para los estados límites de resistencia y evento extremo, el modelo unifilar global del puente se muestra a continuación:

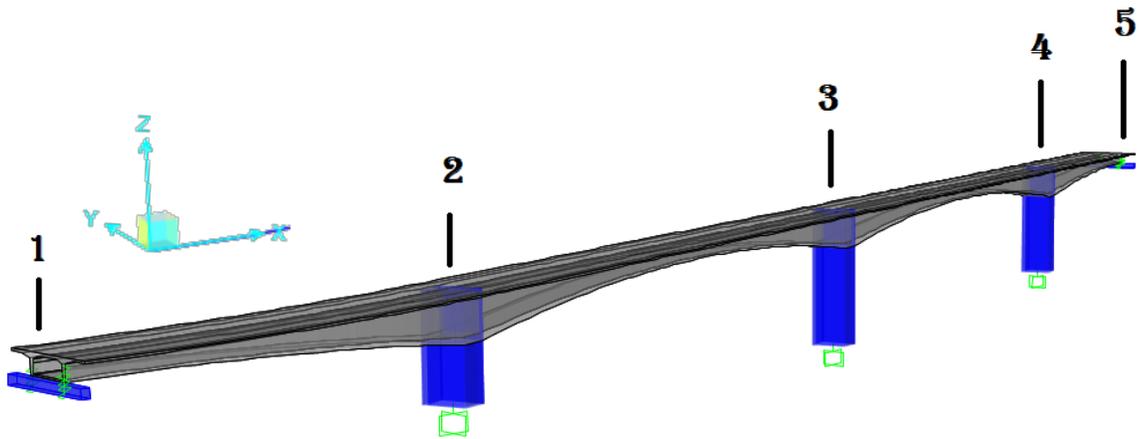


Figura III.4 – Modelo matemático global del puente

Fuente: Elaboración propia.

Cabe anotar que, para la determinación de las fuerzas transmitidas al dado, se realiza un modelo desacoplado (sin incluir la cimentación) en donde no se estudia la interacción suelo- estructura del puente, lo anterior con el fin de poder aplicar las fuerzas a modelos simplificados de los dados y de esta manera poder comparar los resultados de ambas metodologías de una manera más objetiva.

El puente se modela con todas las fuerzas permanentes y transitorias que apliquen según especificaciones del capítulo 3.4.1. de la norma colombiana de diseño de puentes (CCP14). Las reacciones del apoyo 3 para los estados límites considerados y sus combinaciones de carga se muestra a continuación:

COMBINACIÓN SEGÚN E.L.	APOYO 3		
	P_z (kN)	M_x (kN*m)	M_y (kN*m)
Resistencia 1 - 1	60,717	27,469	10,789
Resistencia 1 - 2	58,954	27,112	12,042
Resistencia 1 - 3	60,717	27,469	10,789
Resistencia 1 - 4	58,954	27,112	12,042
Resistencia 1 - 5	47,172	25,407	17,997
Resistencia 1 - 6	45,409	25,050	19,250
Resistencia 1 - 7	47,172	25,407	17,997
Resistencia 1 - 8	45,409	25,050	19,250
Evento Extremo 1 - 1	61,270	136,061	92,160
Evento Extremo 1 - 2	59,507	135,704	93,413
Evento Extremo 1 - 3	60,942	349,577	64,554
Evento Extremo 1 - 4	59,179	349,220	65,807
Evento Extremo 1 - 5	61,270	136,061	92,160
Evento Extremo 1 - 6	59,507	135,704	93,413
Evento Extremo 1 - 7	60,942	349,577	64,554
Evento Extremo 1 - 8	59,179	349,220	65,807
Evento Extremo 1 - 9	47,725	133,999	99,368
Evento Extremo 1 - 10	45,962	133,641	100,621
Evento Extremo 1 - 11	47,397	347,515	71,762
Evento Extremo 1 - 12	45,634	347,158	73,015
Evento Extremo 1 - 13	47,725	133,999	99,368
Evento Extremo 1 - 14	45,962	133,641	100,621
Evento Extremo 1 - 15	47,397	347,515	71,762
Evento Extremo 1 - 16	45,634	347,158	73,015
Evento Extremo 1 - 17	63,530	141,549	103,498
Evento Extremo 1 - 18	61,767	141,192	104,751
Evento Extremo 1 - 19	63,201	355,065	75,892
Evento Extremo 1 - 20	61,438	354,708	77,145
Evento Extremo 1 - 21	63,530	141,549	103,498
Evento Extremo 1 - 22	61,767	141,192	104,751
Evento Extremo 1 - 23	63,201	355,065	75,892
Evento Extremo 1 - 24	61,438	354,708	77,145
Evento Extremo 1 - 25	49,985	139,487	110,706
Evento Extremo 1 - 26	48,222	139,130	111,959

COMBINACIÓN SEGÚN E.L.	APOYO 3		
	P_z (kN)	M_x (kN*m)	M_y (kN*m)
Evento Extremo 1 - 27	49,657	353,003	83,100
Evento Extremo 1 - 28	47,894	352,646	84,353
Evento Extremo 1 - 29	49,985	139,487	110,706
Evento Extremo 1 - 30	48,222	139,130	111,959
Evento Extremo 1 - 31	49,657	353,003	83,100
Evento Extremo 1 - 32	47,894	352,646	84,353

Tabla III.1 – Reacciones máximas en apoyo 3 para todas las combinaciones de carga aplicables al estado límite de resistencia y evento extremo.

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior, M_x corresponde al momento último alrededor del eje x, y por lo tanto, M_y el momento último alrededor del eje y, los ejes de referencia se pueden apreciar en la Figura III.4; Las celdas resaltadas en color azul, corresponden a las solicitaciones máximas presentadas tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal, se decide tomar como punto de referencia los mayores momentos para el E.L. de evento extremo y los mayores axiales para el E.L. de resistencia.

3.3.2.1. Definición de parámetros

Una vez determinadas las solicitaciones últimas que se transmitirán a los dados, se procede a definir los parámetros de variación para realizar la investigación objeto del presente estudio, para ello se definen las siguientes constantes y variables para cada uno de los diseños a realizar:

- **Constantes:**

Dimensiones de la superestructura y pilas: Este estudio se realiza con las dimensiones actuales de diseño del puente, por lo tanto, la pila que conecta con el dado del eje 3 no tendrá variación alguna, así como las dimensiones de la superestructura mostrada en la Figura III.2.

Casos de carga considerados en las combinaciones: El puente se modela con las cargas especificadas en el capítulo 3.3.2 del CCP14 las cuales no presentan ninguna variación en magnitud y modo de aplicación. Las fuerzas consideradas son las siguientes:

DC: Peso propio del puente con un valor de 24 kN/m³.

DW: Capa de rodadura con un peso propio de 22,5 kN/m³.

BR: Fuerza de frenado vehicular aplicada a 1,8 m de la superficie del tablero y tomada como el máximo valor entre el 25% de las cargas por eje de los camiones de diseño o el 5% de las cargas por eje de los camiones más la carga de carril (carga distribuida)

EQ: Carga sísmica determinada mediante los siguientes parámetros para la construcción del espectro de respuesta elástica:

Parámetros sísmicos Puente Fonce	
Tipo de Suelo	C
PGA	0,2
Ss	0,5
S1	0,25
Fpga	1,2
Fa	1,2
Fv	1,55

Tabla III.2 – Parámetros sísmicos de diseño determinados para una zona de amenaza sísmica alta (San Gil)

Fuente: Diseño estructural puente río Fonce – J Padilla Ingeniería

IM: Incremento de carga viva vehicular calculado como el 33% de la carga viva por eje para el camión de diseño CCP14 y el TANDEM de diseño.

LL: La carga viva vehicular se aplica al modelo general del puente como una carga móvil con una distribución de ejes según el capítulo 3.6.1.1 del CCP14.

PL: Carga viva peatonal se aplica al modelo con un valor de 3,6 kN/m³ según el capítulo 3.6.1.6 del CCP14

Grado de disipación de energía o nivel de desempeño: En este estudio se determinan las fuerzas elásticas que transmite la pila a la cimentación y no se tienen en cuenta comportamientos inelásticos de la sub estructura o cimentación asociados a un grado de disipación de energía o nivel de desempeño determinado, se trabajará con un $R=1$.

Resistencia de los materiales: El último parámetro que se mantiene constante es la resistencia de los materiales estructurales principales del dado, el acero de refuerzo será de tipo ASTM A706 Gr 60 con un $f_y=420$ MPa, por otra parte, el concreto tendrá un $f'_c =28$ MPa.

- **Variables**

1. Diámetro de Pilotes: El primer parámetro de variación corresponde al diámetro de los pilotes teniendo en cuenta que para el MPT el área de refuerzo requerida dependerá del ancho de anclaje del tensor ubicado en la parte inferior del dado. Los diámetros analizados son los siguientes: 1,0 m, 1,2 m, 1,5 m, 1,8 m, 2,0 m y 2,5 m.
Los diámetros seleccionados corresponden a diámetros típicos utilizados en la construcción de puentes en Colombia.
2. Separación entre pilotes: Se determinan separación entre pilotes de mínimo 3 veces el diámetro y máximo hasta que la relación a/d , de acuerdo a la altura del dado, sea igual a 2,5. De acuerdo a lo anterior, se infiere que otro parámetro de variación será el área del dado.
3. Altura del dado: Al igual que la separación entre pilotes, se variarán las alturas con el objetivo de estudiar el dado para relaciones $a/d < 2,5$. Los cambios de altura o espesor del elemento se trabajan en un rango entre 2,2 m y 4,0 m,

adicionalmente, la frecuencia con la que aumentan las diferentes alturas será con pasos de cada 0,2 m.

Se tomarán las combinaciones de carga para las máximas solicitaciones en sentido transversal y longitudinal según se relaciona en la Tabla III.1.

El objetivo de variar las combinaciones se basa en la necesidad de determinar si existe algún cambio significativo en el comportamiento de los dados bajo los diferentes estados límite.

En la tabla que se muestra a continuación, se relacionan las variables del presente estudio en donde se aprecia la diferencia de rangos a/d para los dados con diferente número, separación y diámetro de pilote.

Diámetro ->			Varía entre 2,5 y 1,0 m						
# de Pilotes	d	d-e/2	S_h	S_v	¿Cumple > 3D?	x (m)	y (m)	a	a/d
4	3,275	2,935	7,5	7,5	OK	3,75	3,75	2,1	0,6
4	2,875	2,575	7,5	8,75	OK	3,75	4,375	2,4	0,8
4	2,875	2,575	8,75	8,75	OK	4,375	4,375	2,93	1
4	2,875	2,575	8,75	10,63	OK	4,375	5,313	3,48	1,2
4	2,675	2,395	8,75	11,25	OK	4,375	5,625	3,7	1,4
4	2,475	2,215	9,38	11,25	OK	4,688	5,625	3,92	1,6
4	2,475	2,215	10	11,88	OK	5	5,938	4,36	1,8
4	2,275	2,035	10	12,5	OK	5	6,25	4,58	2
4	2,275	2,035	11,25	12,5	OK	5,625	6,25	5,04	2,2
4	2,275	2,035	11,25	14,3	OK	5,625	7,15	5,66	2,5
6	3,075	2,755	7,5	7,5	OK	3,75	0	1,95	0,6
6	2,875	2,575	8,13	8,13	OK	4,063	0	2,26	0,8
6	2,875	2,575	9,38	9,38	OK	4,688	0	2,89	1
6	2,875	2,575	10,63	10,63	OK	5,313	0	3,51	1,2
6	2,675	2,395	11,25	11,25	OK	5,625	0	3,83	1,4
6	2,475	2,215	11,5	11,5	OK	5,75	0	3,95	1,6
6	2,475	2,215	12,5	12,5	OK	6,25	0	4,45	1,8
6	2,275	2,035	12,5	12,5	OK	6,25	0	4,45	2
6	2,275	2,035	13,5	13,5	OK	6,75	0	4,95	2,2
6	2,075	1,855	13,5	13,5	OK	6,75	0	4,95	2,4
Diámetro ->			Varía entre 1,8 y 1,0 m						
# de Pilotes	d	d-e/2	S_h	S_v	¿Cumple > 3D?	x (m)	y (m)	a	a/d
8	3,875	3,475	5,4	5,4	OK	5,4	5,4	2,43	0,6
8	2,875	2,575	5,4	5,4	OK	5,4	5,4	2,43	0,8
8	2,875	2,575	5,85	5,85	OK	5,85	5,85	2,88	1
8	2,875	2,575	6,3	6,3	OK	6,3	6,3	3,33	1,2
8	2,675	2,395	6,75	6,75	OK	6,75	6,75	3,78	1,4
8	2,675	2,395	7,2	7,2	OK	7,2	7,2	4,23	1,6
8	2,475	2,215	7,5	7,5	OK	7,5	7,5	4,53	1,8
8	2,475	2,215	8	8	OK	8	8	5,03	2
8	2,475	2,215	8,5	8,5	OK	8,5	8,5	5,53	2,2
8	2,475	2,215	9,1	9,1	OK	9,1	9,1	6,13	2,5

Diámetro ->			Varía entre 2,5 y 1,0 m						
# de Pilotes	d	d-e/2	S_h	S_v	¿Cumple > 3D?	x (m)	y (m)	a	a/d
10	3,875	3,475	5,4	5,4	OK	5,4	5,4	2,43	0,6
10	2,875	2,575	5,4	5,4	OK	5,4	5,4	2,43	0,8
10	2,875	2,575	5,85	5,85	OK	5,85	5,85	2,88	1
10	2,875	2,575	6,3	6,3	OK	6,3	6,3	3,33	1,2
10	2,675	2,395	6,75	6,75	OK	6,75	6,75	3,78	1,4
10	2,675	2,395	7,2	7,2	OK	7,2	7,2	4,23	1,6
10	2,475	2,215	7,4	7,4	OK	7,4	7,4	4,43	1,8
10	2,475	2,215	8	8	OK	8	8	5,03	2
10	2,275	2,035	8	8	OK	8	8	5,03	2,2
10	2,075	1,855	8	8	OK	8	8	5,03	2,4
Diámetro ->			Varía entre 1,5 y 1,0 m						
# de Pilotes	d	d-e/2	S_h	S_v	¿Cumple > 3D?	x (m)	y (m)	a	a/d
16	2,875	2,575	4,5	4,5	OK	2,25	2,25	0,45	0,2
16	2,875	2,575	6	6	OK	3	3	1,2	0,4
16	2,875	2,575	6,75	6,75	OK	3,38	3,38	1,63	0,6
16	2,675	2,395	7,5	7,5	OK	3,75	3,75	2,1	0,8
16	2,675	2,395	8,25	8,25	OK	4,13	4,13	2,59	1
16	2,475	2,215	8,75	8,75	OK	4,38	4,38	2,93	1,2
16	2,475	2,215	9,5	9,5	OK	4,75	4,75	3,44	1,4
16	2,475	2,215	10,25	10,25	OK	5,13	5,13	3,96	1,6
16	2,275	2,035	10,5	10,5	OK	5,25	5,25	4,13	1,8
16	2,275	2,035	11,25	11,25	OK	5,63	5,63	4,65	2
16	2,075	1,855	11,25	11,25	OK	5,63	5,63	4,65	2,2
16	2,075	1,855	11,75	11,75	OK	5,88	5,88	5	2,4
20	3,075	2,755	4,5	4,5	OK	2,25	0	0,45	0,1
20	2,875	2,575	5,25	5,25	OK	2,625	0	0,83	0,3
20	2,875	2,575	6,75	6,75	OK	3,375	0	1,58	0,5
20	2,875	2,575	7,5	7,5	OK	3,75	0	1,95	0,7
20	2,875	2,575	9	9	OK	4,5	0	2,7	0,9
20	2,875	2,575	9,75	9,75	OK	4,875	0	3,08	1,1
20	2,675	2,395	10,5	10,5	OK	5,25	0	3,45	1,3
20	2,675	2,395	11,75	11,75	OK	5,875	0	4,08	1,5

Diámetro ->			Varía entre 2,5 y 1,0 m						
# de Pilotes	d	d-e/2	S_h	S_v	¿Cumple > 3D?	x (m)	y (m)	a	a/d
20	2,475	2,215	12,25	12,25	OK	6,125	0	4,33	1,7
20	2,275	2,035	12,25	12,25	OK	6,125	1	4,33	1,9
20	2,275	2,035	13,25	13,25	OK	6,625	0	4,83	2,1
20	2,075	1,855	13,25	13,25	OK	6,625	0	4,83	2,3
20	2,075	1,855	13,9	13,9	OK	6,95	0	5,15	2,5

Tabla III.3 – Definición de variables.

Las variables “S_h” y “S_v” corresponden a la separación horizontal y vertical entre pilotes respectivamente y las variables “x” y “y” corresponden a las coordenadas del pilote más cercano a la cara de la columna según el esquema mostrado a continuación:

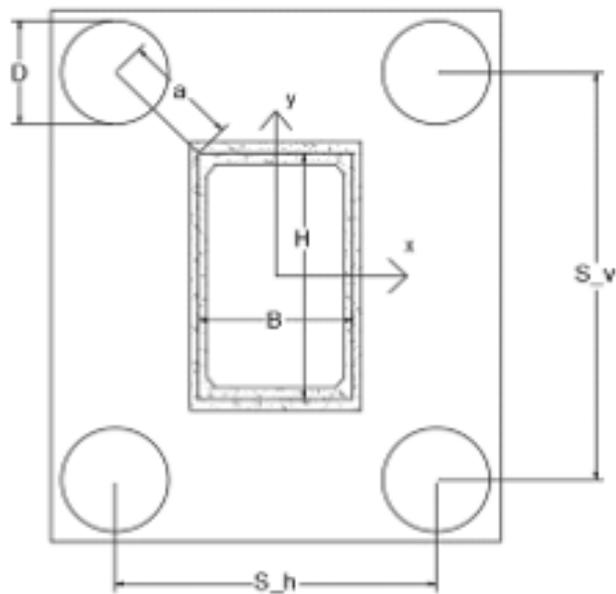


Figura III.5 – Ilustración de variables según parámetros de Tabla III.3.

Por otro lado, la variable “e/2” de la Tabla III.3 hace referencia a la distancia entre el eje del puntal horizontal superior hasta la superficie superior del dado tal y como se muestra en la siguiente imagen.

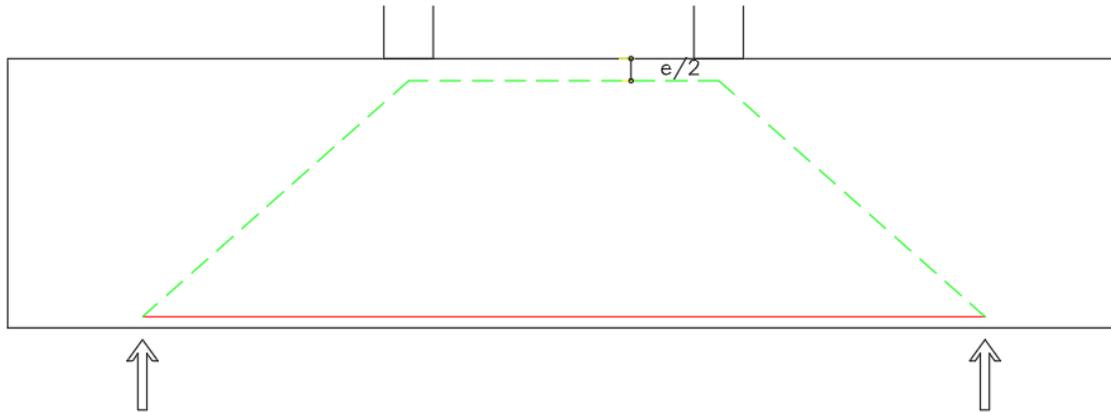


Figura III.6 – Distancia entre el puntal superior y la cara superior del dado.

3.3.2.2. Aplicación de cargas

Una vez definidas las cargas que se transmiten al dado y definidas las variables para la elaboración del análisis paramétrico, el siguiente paso es calcular la reacción resultante en cada uno de los pilotes que componen el dado.

El análisis elástico simplificado empieza describiendo la formulación interna de esfuerzos flectores mediante la siguiente expresión:

$$f_b = \frac{M_y * X_i}{I_y} \text{ (EQ1)}$$

En Donde X_i es la distancia entre el centro de gravedad del sistema de pilotes y el pilote analizado y M_y es el momento último actuante alrededor del eje Y.

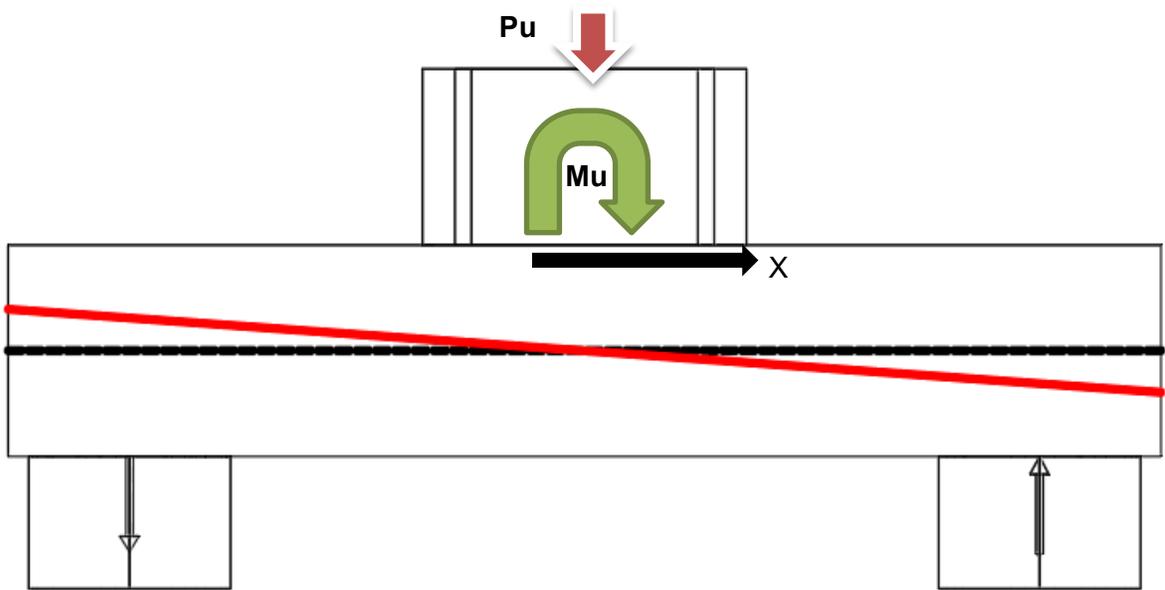


Figura III.7 Solicitaciones actuantes y deformación unitaria supuesta del dado

Por otro lado, el parámetro I_y se define mediante la siguiente expresión:

$$I_y = \sum_{i=1}^n I_{0i} + \sum_{i=1}^n A_i * X_i^2 \quad (EQ2)$$

En donde es posible ignorar el primer parámetro de la ecuación ($\sum_{i=1}^n I_{0i}$) teniendo en cuenta que el cimiento no se diseña para pilotes de diferentes diámetros.

Sustituyendo la EQ2 en la EQ 1 y multiplicando por el área para trabajar en términos de fuerzas resulta la siguiente expresión:

$$P_x = \frac{M_y * X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \quad (EQ3)$$

Donde P_x es la reacción en el pilote para un momento actuando en el sentido x, es decir, alrededor del eje y.

La misma expresión aplica para el momento último actuando en sentido y.

$$P_y = \frac{M_x * Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i^2} \text{ (EQ4)}$$

Por último, si se suman las ecuaciones EQ3 y EQ4 y se suma el aporte producido por la carga axial última en la pila, se obtiene la siguiente expresión:

$$P_{por\ pilote} = \frac{P_u}{\# de\ Pilotes} + P_x + P_y \text{ (EQ5)}$$

La Ecuación anterior define, con un buen nivel de aproximación, la reacción en cada pilote producida por los momentos concomitantes de cada combinación de carga en sentido transversal y longitudinal más la carga axial última transmitida por la pila.

A continuación, se muestra un ejemplo del cálculo de las reacciones en un dado configurado por 4 pilotes que se ve sometido las cargas del estado límite de resistencia de la Tabla III.1.

My (KN*m)	19250
Mx (KN*m)	25050
P_ último (KN)	45409
No de Pilotes	4

ANÁLISIS EN SENTIDO X	1	2	3	4	5i=3+4
Pilote	Xi (m)	Xi² (m)	Px (KN)	Pxpilote (KN)	P_Pil+Px (KN)
1	-3.75	14.1	-1283.3	11352.3	10068.9
2	3.75	14.1	1283.3	11352.3	12635.6
3	-3.75	14.1	-1283.3	11352.3	10068.9
4	3.75	14.1	1283.3	11352.3	12635.6
	Σ	56.25			

ANÁLISIS EN SENTIDO Y	1	2	3	4	5=3+4	P por pilote
Pilote	Yi (m)	Yi ² (m)	Py (KN)	Pxpilote (KN)	P_Pil+Py (KN)	P_X y Y (KN)
1	3.75	14.1	1670.0	11352.3	13022.3	11739
2	3.75	14.1	1670.0	11352.3	13022.3	14306
3	-3.75	14.1	-1670.0	11352.3	9682.3	8399
4	-3.75	14.1	-1670.0	11352.3	9682.3	10966
	Σ	56.25				

Tabla III.4 – Cálculo de reacciones en pilotes para estado límite de resistencia – 4 pilotes

El ejemplo de cálculo anterior, se realizó para las 65 distribuciones de cimiento diferentes mostradas en la Tabla III.3, posteriormente, se realizó este procedimiento para las 4 combinaciones de carga que contemplan los momentos críticos en sentido transversal y longitudinal, para un total de 260 modelos matemáticos realizados.

Los pilotes relacionados en la Tabla III.4 se muestran en planta a continuación:

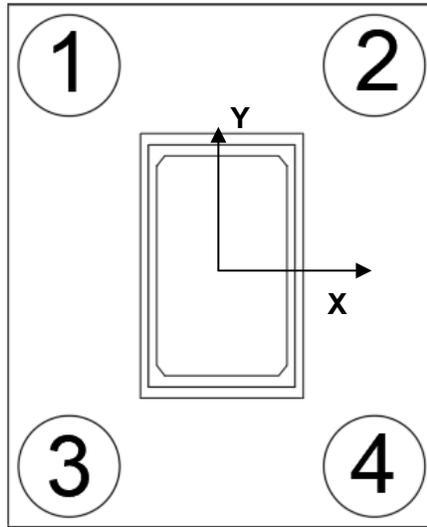


Figura III.8 – Esquema de coordenadas y ubicación de pilotes según computo de la Tabla III.4

3.3.3. Elaboración de modelos por Puntal tensor

Para la elaboración de los modelos puntal tensor se tienen en cuenta Los principios fundamentales mencionados en el capítulo 1.1.2 de los cuales se recalcan los siguientes:

- Principio de la mínima energía: los MPT que se definen en este capítulo se construyen teniendo en cuenta que la carga debe realizar el menor recorrido posible para transmitir los esfuerzos internos desde los pilotes hasta la pila o viceversa.
- Ángulo restringido entre puntal y tensor: El ángulo entre un puntal y un tensor que se encuentren en un mismo nodo no debe ser menor a $21,8^\circ$, a medida que dicho ángulo decrece, acciones de tracción y compresión se empiezan a encontrar en un solo eje lo cual lo convierte en un escenario irreal, por otro lado, ángulos menores a $21,8^\circ$ indican una relación a/d es mayor a 2,5 lo cual se sale del alcance del presente estudio.

Con base en los anteriores principios de modelación, el primer paso consiste en determinar la geometría del MPT; Dicha geometría de los modelos unifilares se desarrolla dependiendo del grado de excentricidad a analizar, ya que, para el estado límite de Evento extremo, la excentricidad de las cargas es mucho mayor que para el estado límite de resistencia, y algunos pilotes estarían trabajando en tracción.

La nomenclatura que será utilizada para la denominación de los elementos se muestra en la siguiente figura:

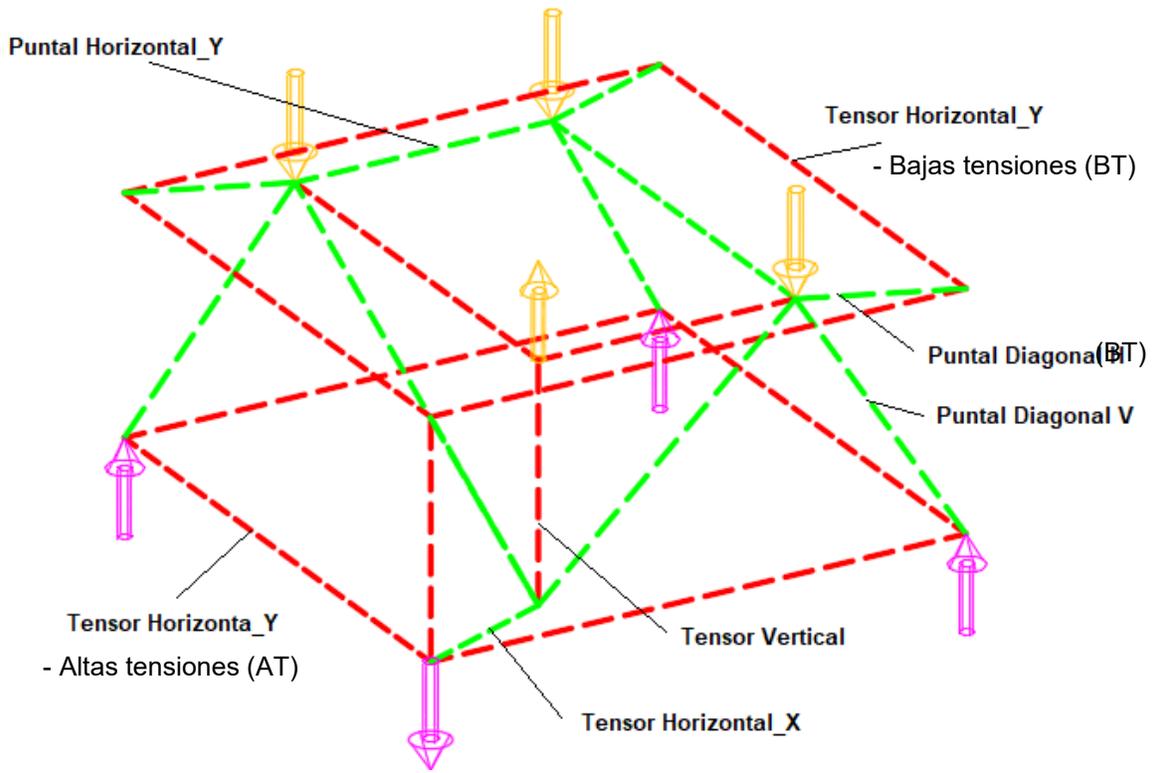


Figura III.9 – Nombre de elementos del MPT utilizados en la tabla de resultados.

En la anterior figura se resalta el hecho de que existen elementos verticales en donde se presentan altas tensiones ubicadas en la zona inferior del dado, y otros elementos en donde se presentan valores muy bajos de tensiones, estas últimas representan en promedio el 5% de los valores de las altas tensiones en elementos verticales del MPT.

Una vez definida la nomenclatura, se procede a la elaboración de los modelos puntal tensor utilizados para los dados compuestos desde 4 hasta 20 pilotes, los MPT que se ilustran fueron concebidos con y sin excentricidad excesiva, es decir para estado límite de evento extremo y resistencia respectivamente.

Se proponen los siguientes modelos puntal tensor:

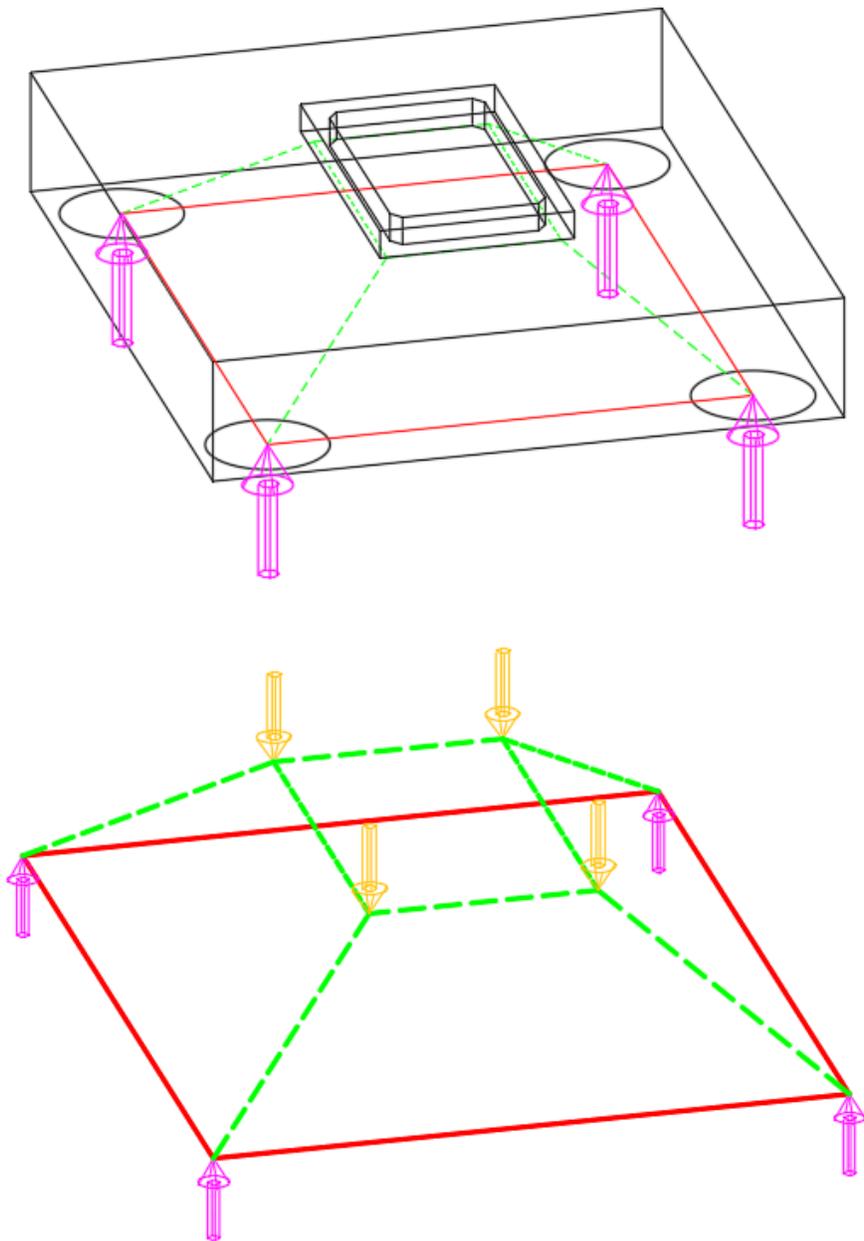


Figura III.10 – MPT para dado con 4 pilotes – Todos los pilotes en compresión.

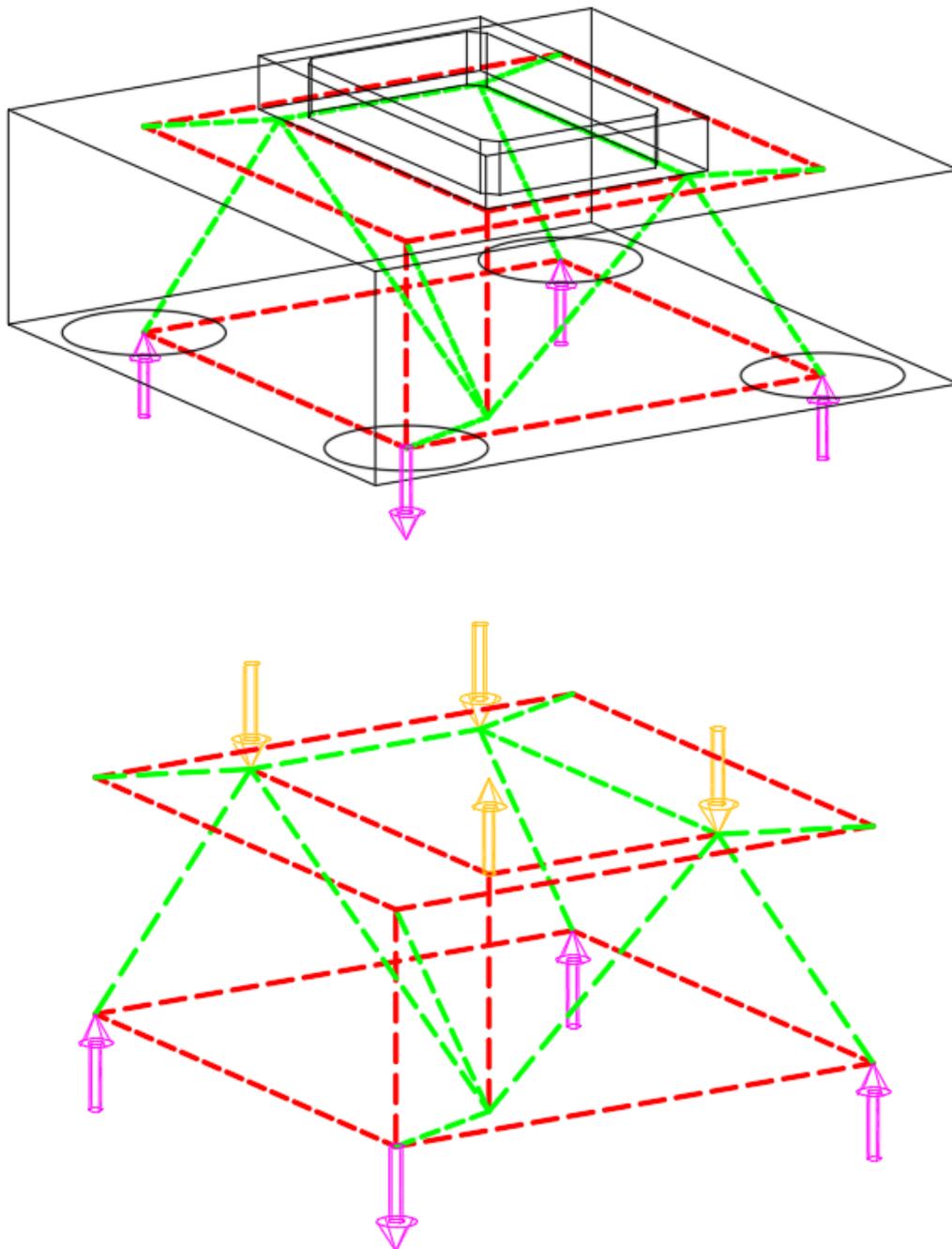


Figura III.11 – MPT para dado con 4 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.

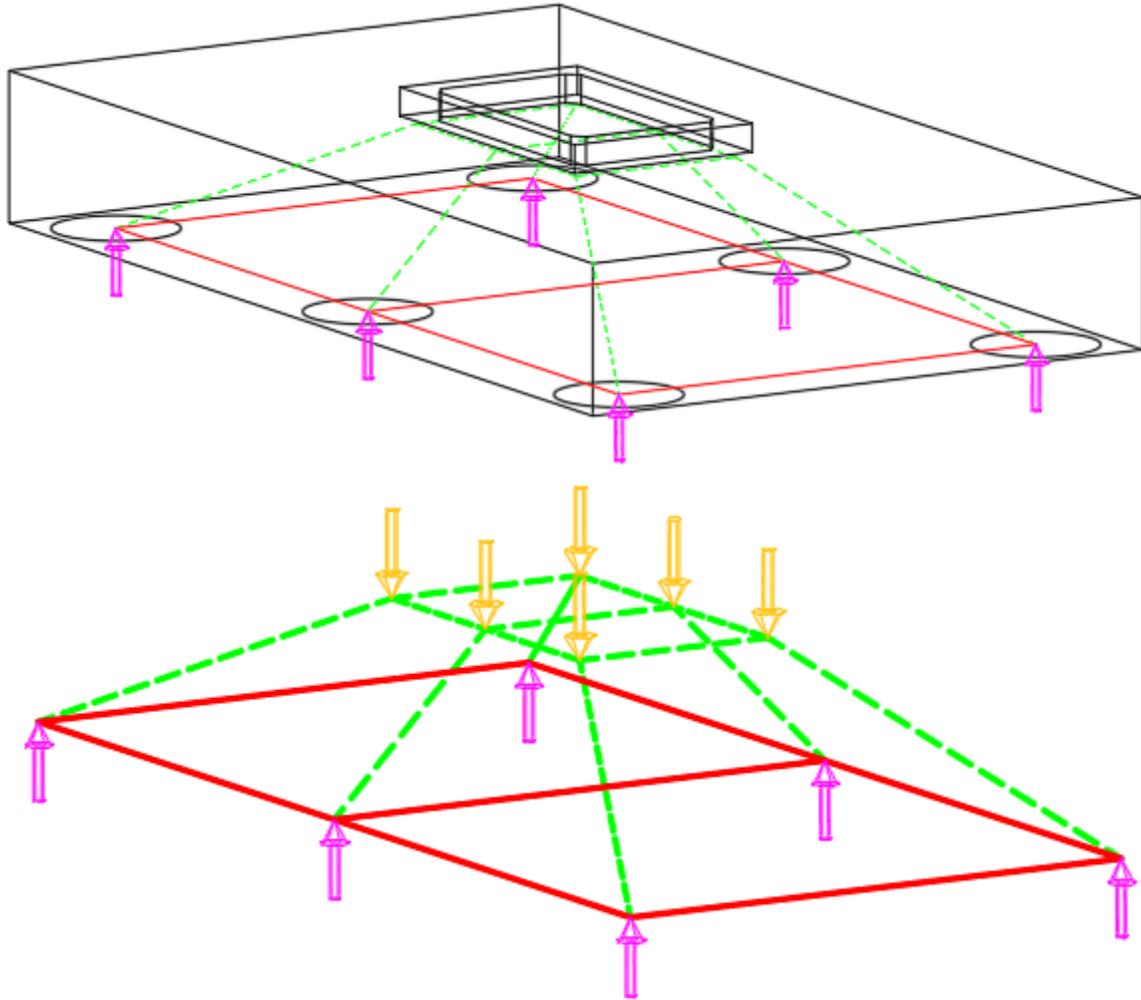


Figura III.12 – MPT para dado con 6 pilotes – Todos los pilotes en compresión.

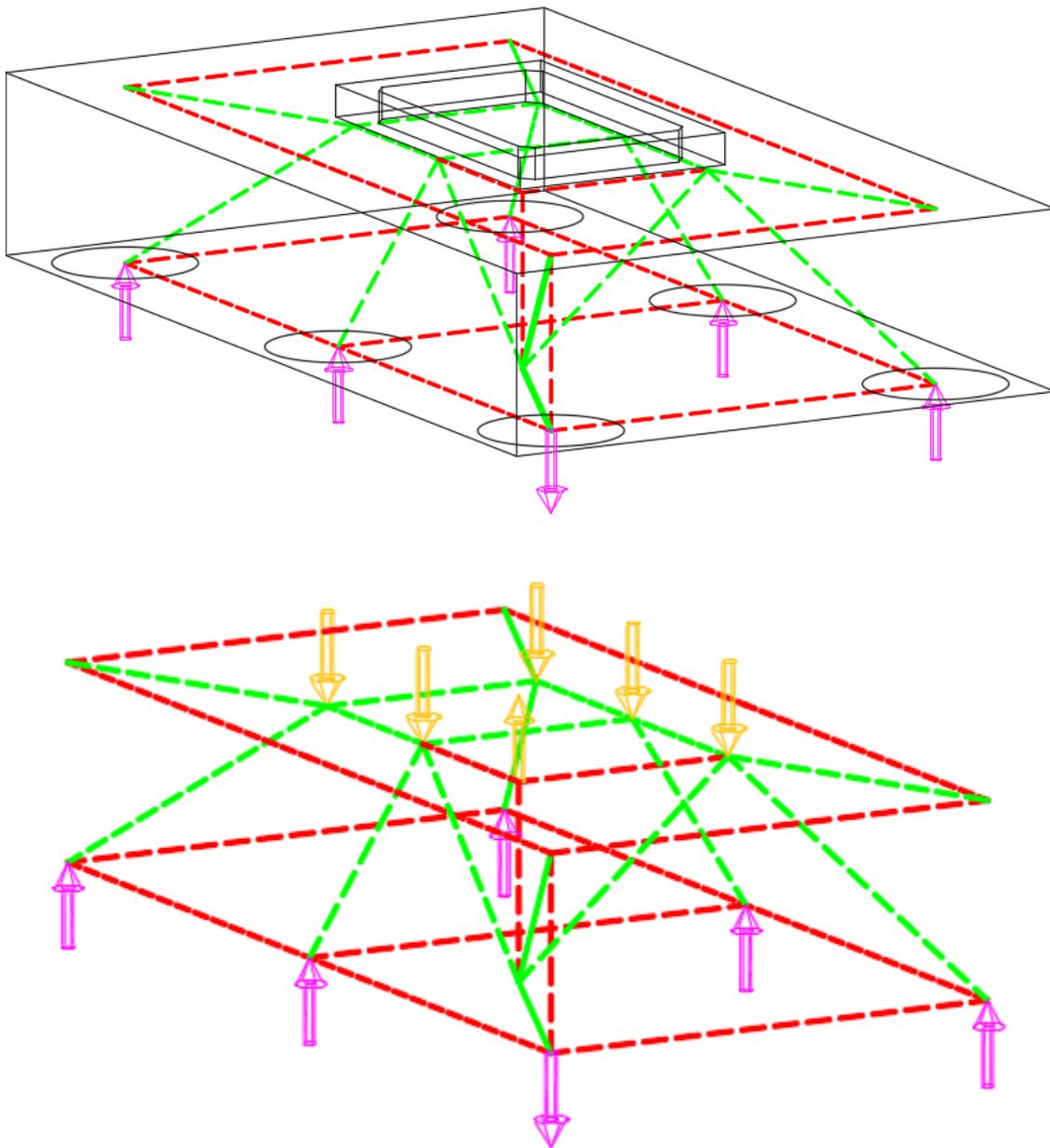


Figura III.13 – MPT para dado con 6 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.

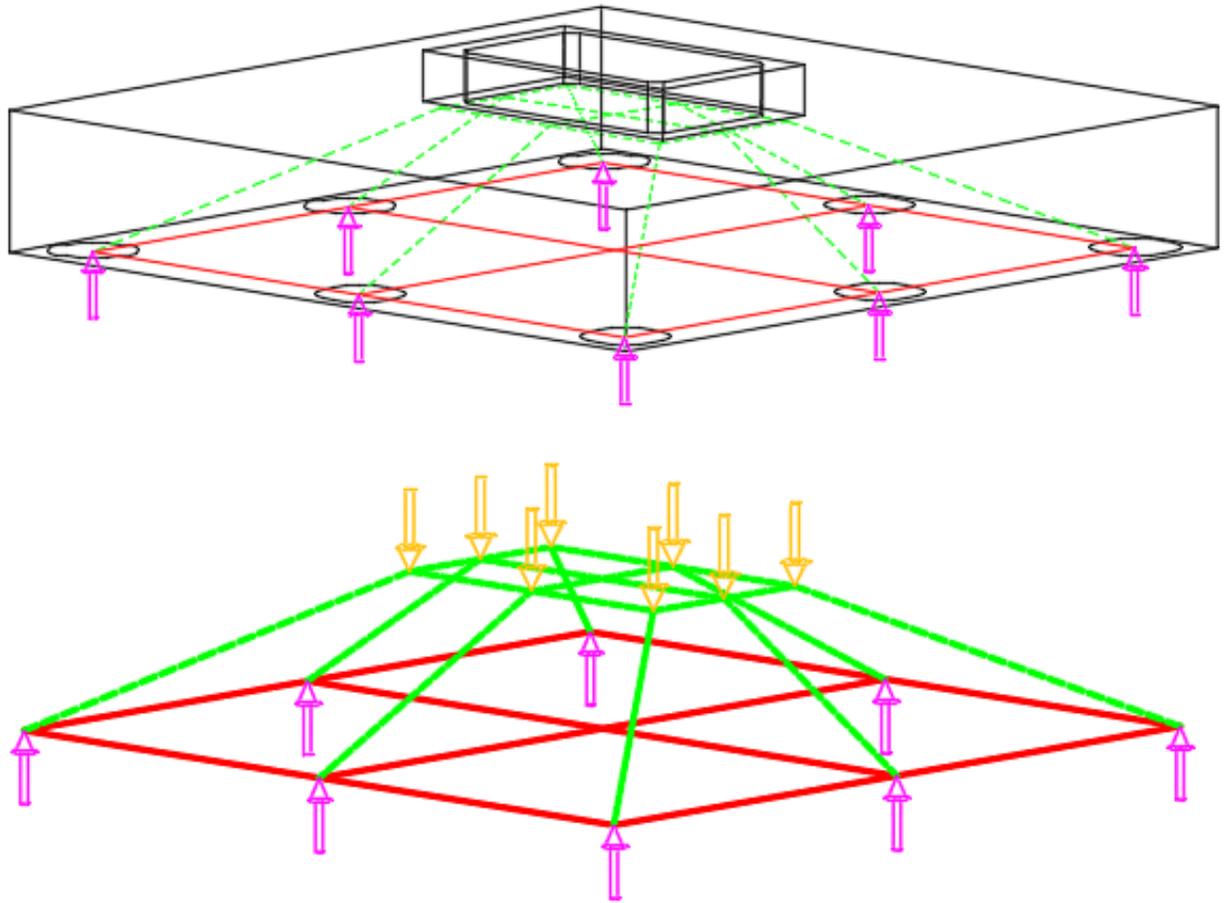


Figura III.14 – MPT para dado con 8 pilotes – Todos los pilotes en compresión.

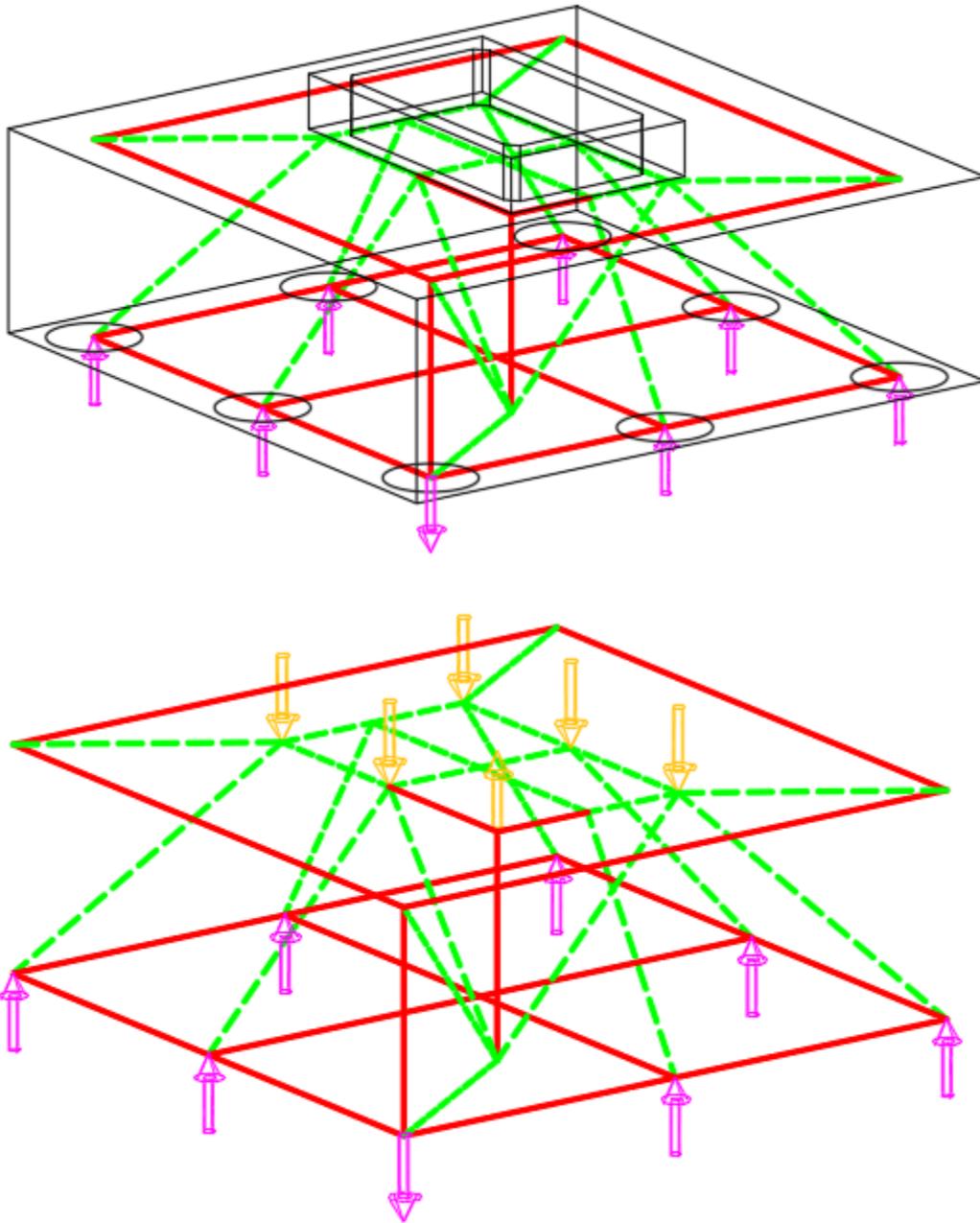


Figura III.15 MPT para dado con 8 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.

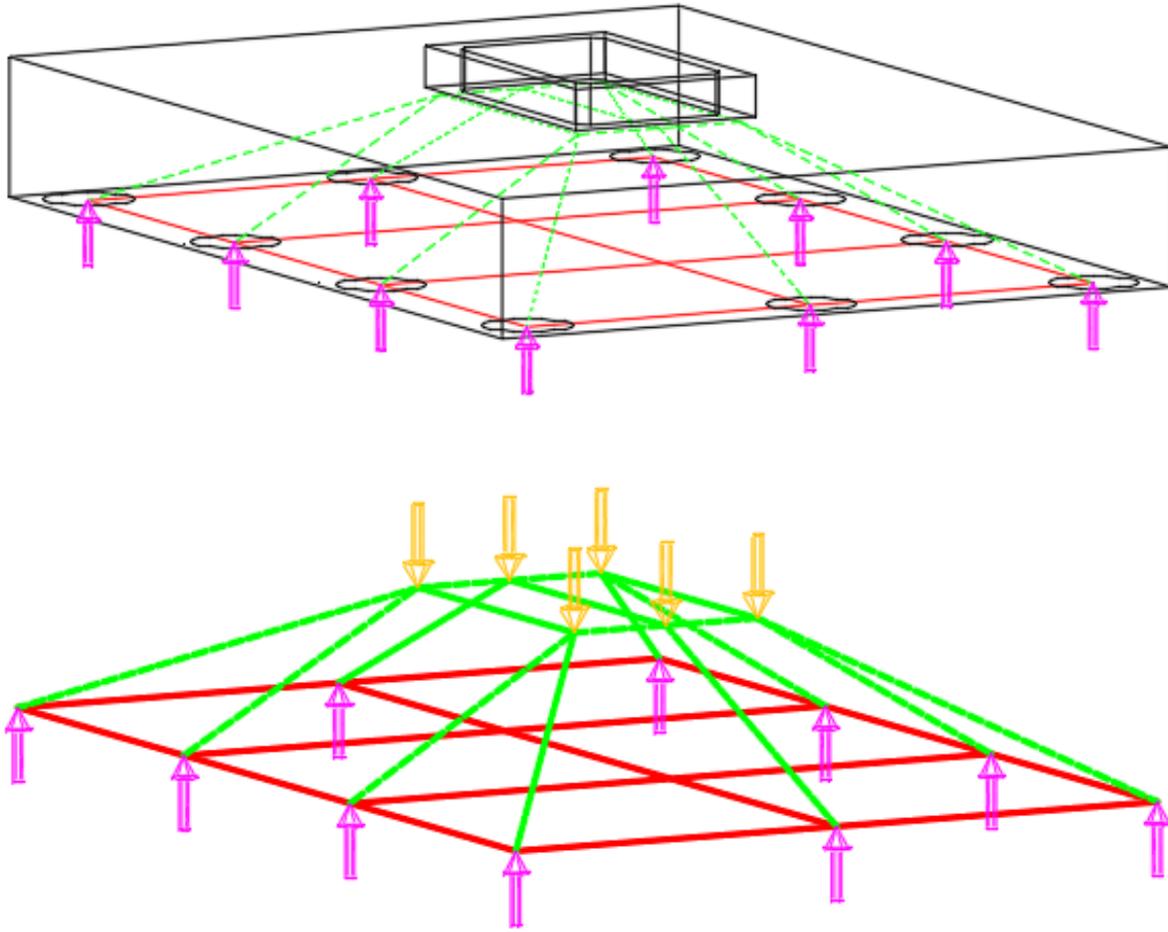


Figura III.16 – MPT para dado con 10 pilotes – Todos los pilotes en compresión.

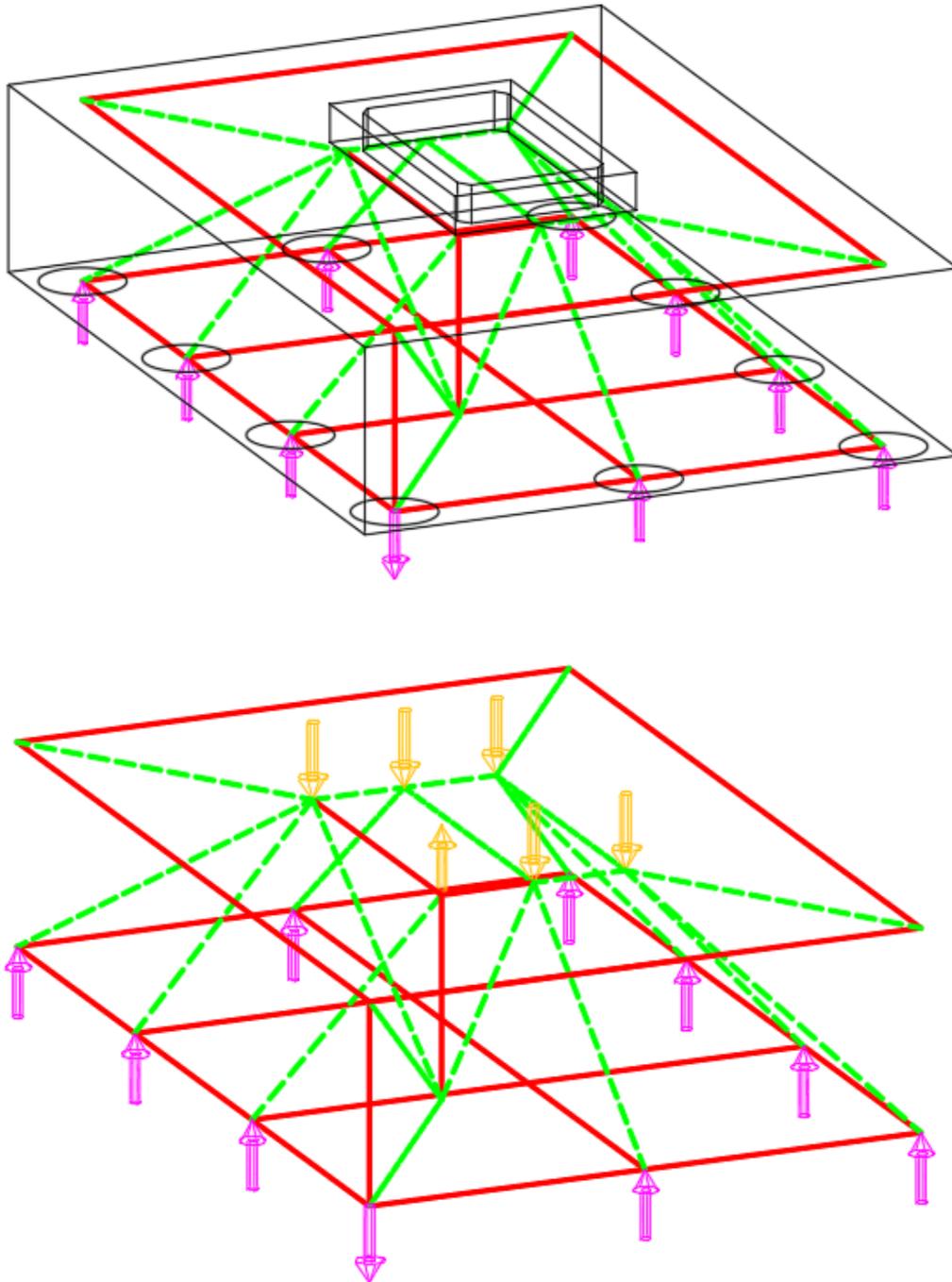


Figura III.17 MPT para dado con 10 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.

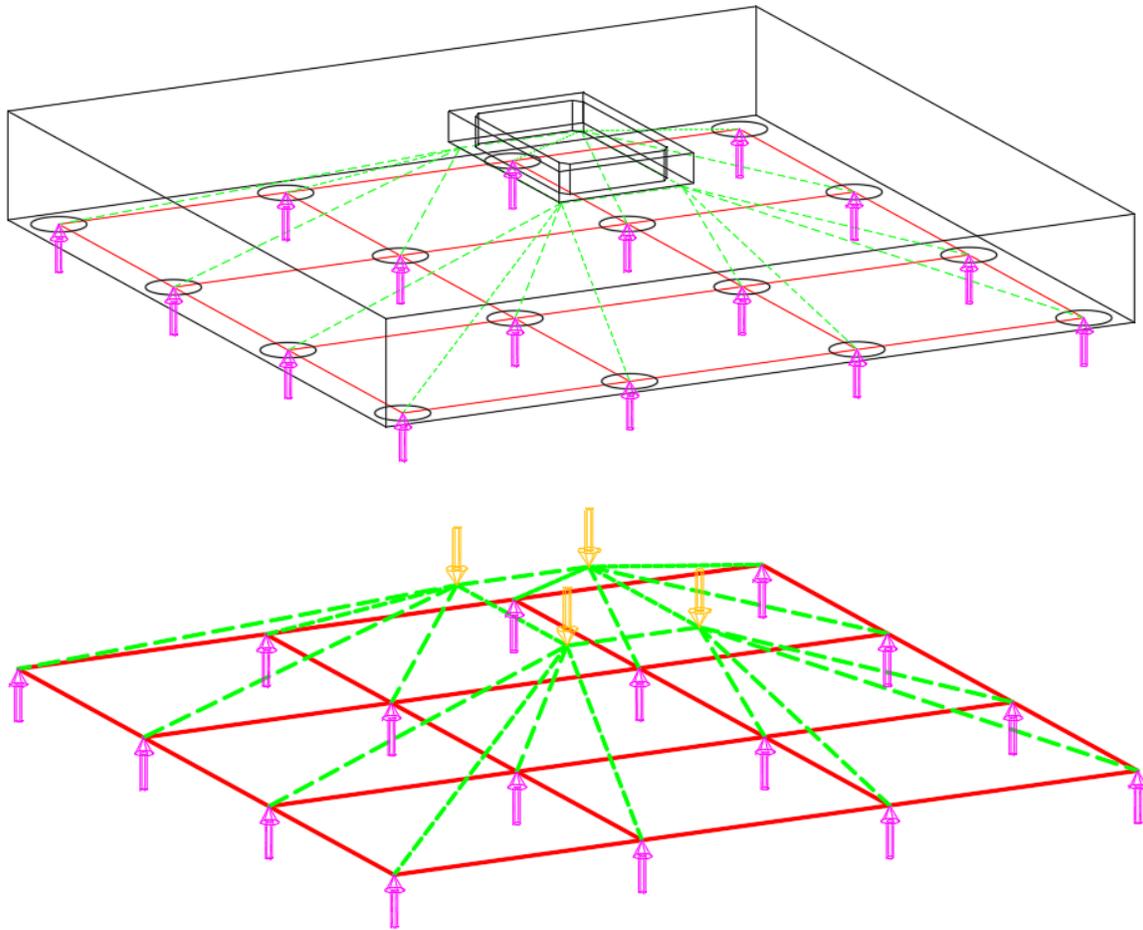


Figura III.18 – MPT para dado con 16 pilotes – Todos los pilotes en compresión.

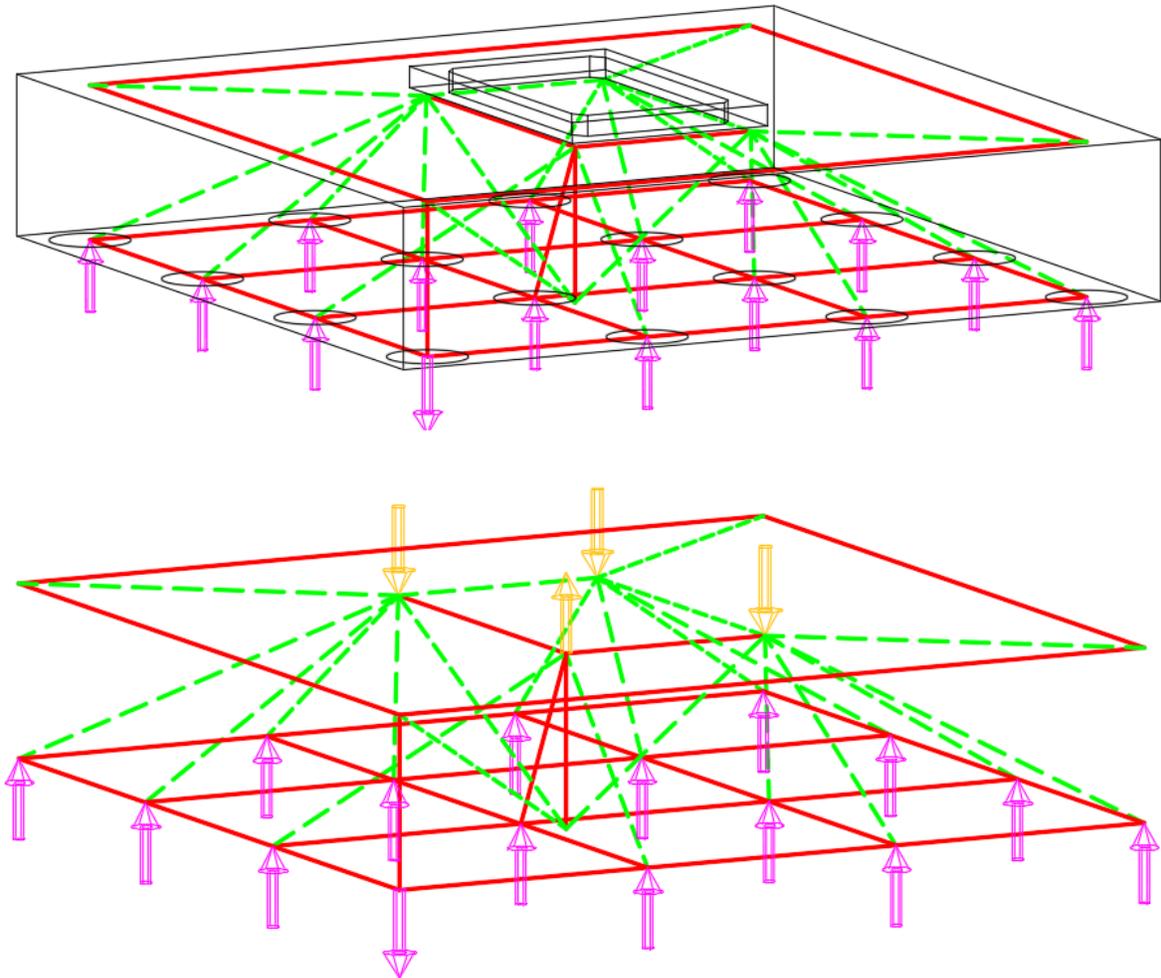


Figura III.19 MPT para dado con 16 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.

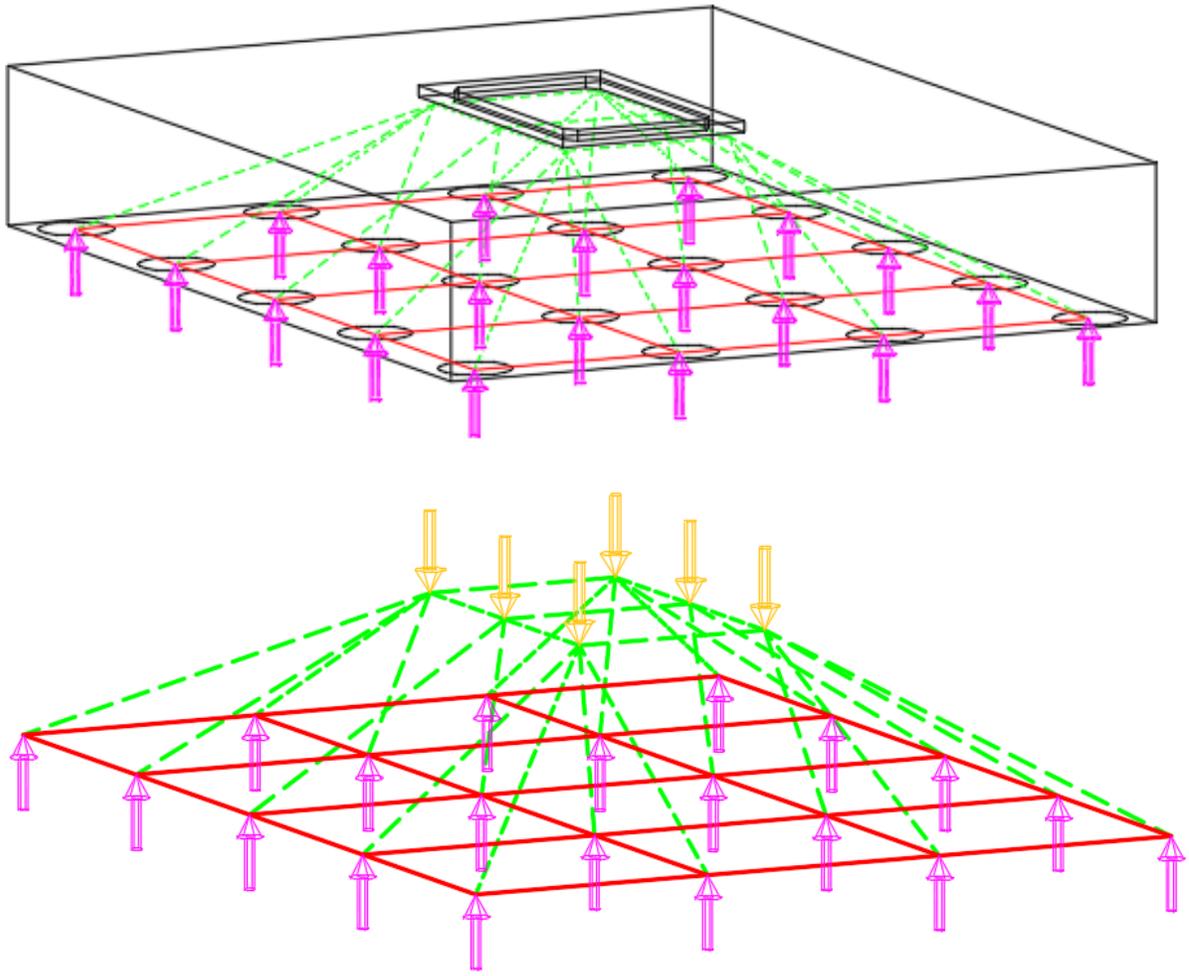


Figura III.20 – MPT para dado con 20 pilotes – Todos los pilotes en compresión.

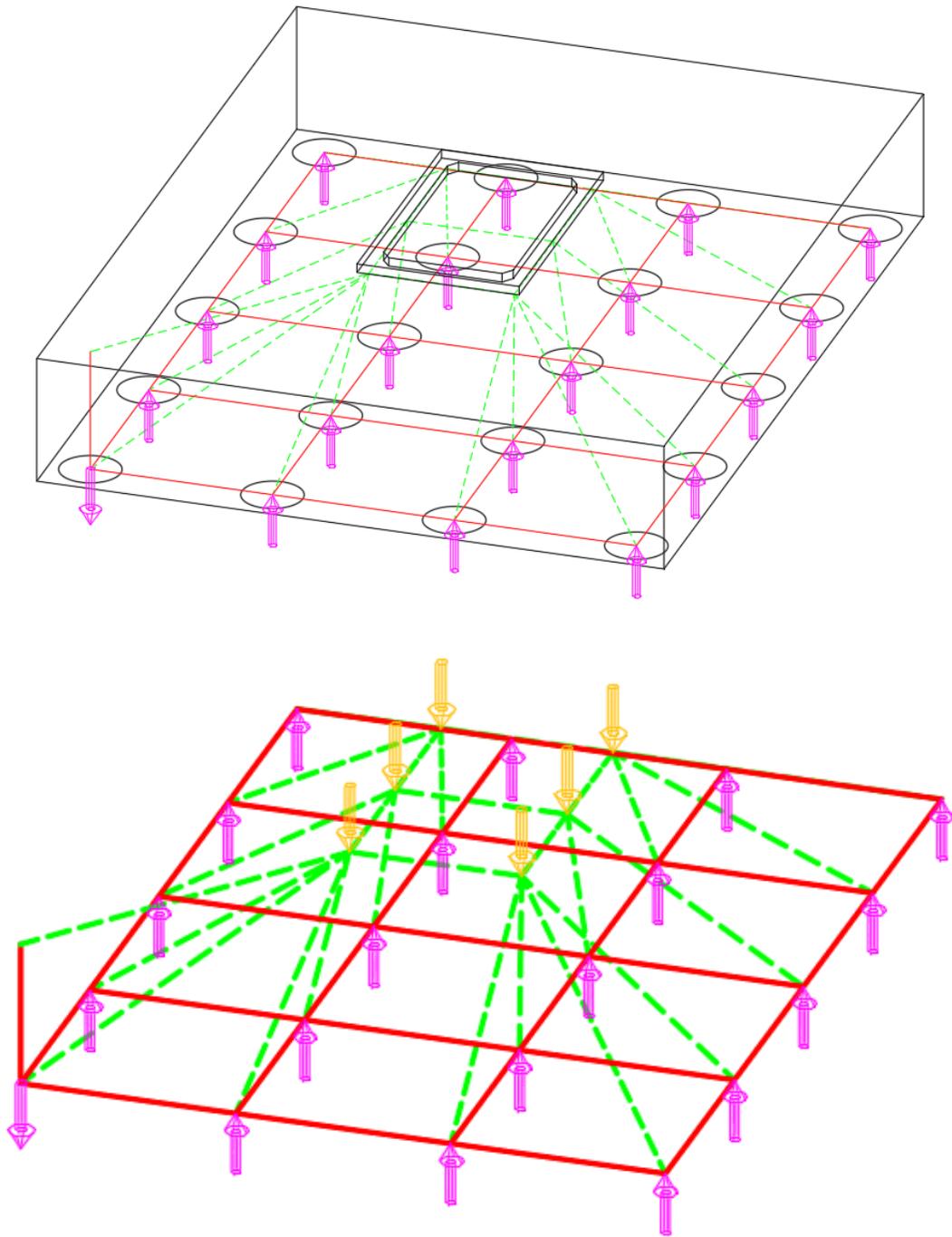


Figura III.21 MPT para dado con 20 pilotes – Con pilotes en tracción – Excentricidad excesiva.

Para los casos en donde existen pilotes a tracción, los tensores verticales (en el eje Z) se disponen en donde se ubica el refuerzo proveniente de los pilotes y la pila. Para el estado límite de resistencia no existen excentricidades excesivas, es decir, todos los pilotes trabajan a compresión y, por lo tanto, este refuerzo vertical no se tiene en cuenta dentro de los MPT.

Es de resaltar que la ubicación de los tensores concuerda con el centro de masa del acero de refuerzo; El tensor horizontal principal se dispone a una distancia de 12,5 cm de la cara inferior del dado.

El paso a seguir es verificar la ubicación del eje centroidal del puntal superior, este paso es de especial importancia para completar el MPT y determinar la altura real de cada modelo.

Tal y como se mencionó en el capítulo 3.3.2.1, el puntal superior se ubica a una distancia $e/2$ de la cara superior del dado, es decir, la dimensión “e” corresponde al espesor del puntal o del nodo en el plano analizado, este valor se dimensiona según las recomendaciones expuestas a continuación:

Según Williams et. Al, (2012) existen las siguientes opciones para evaluar el espesor de este puntal:

- Se asume que la altura total del puntal superior horizontal equivale a $h/4$ donde h es la altura del dado - Park et al. (2008) y Windiscc (2010).
Para el diseño de dados de transferencia, este criterio puede no ser preciso teniendo en cuenta que esta recomendación se basa en la determinación de la profundidad del bloque de compresiones para el diseño a flexión de una columna en el rango elástico, en la unión viga columna.
- Se asume que la altura del puntal superior equivale a la profundidad del bloque de compresiones como si se estuviese calculando una viga rectangular de concreto por el método de las secciones.

Este criterio, por otra parte, no refleja el comportamiento complejo de esfuerzos al interior del dado teniendo en cuenta la gran altura del elemento, por lo tanto, se descarta del análisis presentado.

- Se asume que el centroide del puntal superior coincide con el centroide de las barras dispuestas en la cara superior del dado.

No existe evidencia de que el presente criterio funcione con los modelos puntal tensor en dados de transferencia, este criterio evalúa el espesor de los puntales con un ancho en promedio de 15 cm, lo cual parece ser bastante pequeño para soportar los grandes esfuerzos en el nudo, adicionalmente, las variaciones en sus dimensiones, no dependen en absoluto de la altura del dado sino netamente de la ubicación del refuerzo superior y por lo tanto, se descarta su uso en este estudio.

- Se asume que el centroide de la altura del puntal superior coincide a una distancia de $h/10$ siendo h la altura del dado

Esta última opción corresponde a un enfoque conservador y por lo tanto adecuado para fines de este estudio. Widiato y Bayrak (2011) afirman que el resultado final de diseño no es muy sensible a la ubicación exacta de la zona nodal o la profundidad del puntal superior debajo de la pila y, por lo tanto, se puede dar por satisfactorio este criterio.

Una vez definida la ubicación centroidal de los tensores y puntales horizontales, se procede a completar el MPT, de esta manera se ajustan las distancias entre puntales superiores y tensores inferiores en los modelos ilustrados desde la Figura III.10 Figura II.9 hasta la Figura III.21

3.3.4. Procedimiento de diseño por MPT

El procedimiento de diseño para cada uno de los elementos de los modelos puntal - tensor se basa en las recomendaciones de la AASHTO LRFD 2017 teniendo en cuenta las últimas investigaciones realizadas en el campo, cabe anotar que las recomendaciones de la

AASHTO al día de hoy no se encuentran actualizadas en el código colombiano de puentes CCP14.

3.3.4.1. Diseño de Tensores

Para revisar el diseño de los tensores, se debe cumplir la siguiente expresión (5.8.2.4.1-1 de la AASHTO LRFD).

$$\Phi P_n = F_y * A_{st}$$

Donde:

$\Phi = 0.9$ (5.5.4.2 del CCP14)

A_{st} = Área de refuerzo dispuesta en la zona del tensor

3.3.4.2. Diseño de zonas nodales

El primer paso para verificar las zonas nodales, es identificar el tipo de nodo que se está evaluando. Las zonas nodales que pueden presentarse en el estudio de dados con MPT de un panel son las siguientes:

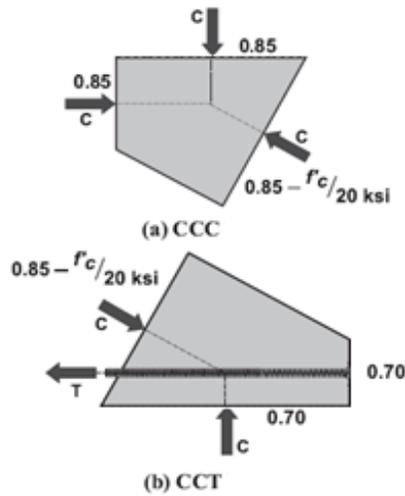


Figura III.22 – Zonas nodales aplicadas a MPT en dados de transferencia - nodo superior tipo CCC y nodo inferior tipo CCT.

Fuente: AASHTO LRFD Ed 8 – 2017

Cabe anotar que en el diseño de los dados en lugar de las placas posteriores se incluye un gancho estándar.

La resistencia de las caras de los nodos CCC y CCT se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Phi P_n = A_{cn} * m * v * f'c$$

Donde:

Φ = Factor de resistencia correspondiente a 0,7 según numeral 5.5.4.2.1 de la CCP14

A_{cn} = Área efectiva de la sección transversal del nodo.

m = factor de modificación por confinamiento tomado siempre como 1 para este estudio

v = Factor de eficiencia del concreto en cada cara del nodo, calculado mediante la siguiente tabla de acuerdo al tipo de nodo a analizar.

Cara	Tipo de nodo		
	CCC	CCT	CTT
<i>Contra el apoyo</i>	0.85	0.70	
<i>Cara posterior</i>			
<i>Interfaz Puntal - nodo</i>	$0.85 - \frac{f'_c}{20 \text{ ksi}}$ $0.45 \leq \nu \leq 0.65$	$0.85 - \frac{f'_c}{20 \text{ ksi}}$ $0.45 \leq \nu \leq 0.65$	$0.85 - \frac{f'_c}{20 \text{ ksi}}$ $0.45 \leq \nu \leq 0.65$

Tabla III.5 – Factor de eficiencia del concreto dependiendo de la cara analizada

Fuente: numeral 5.8.2.5.3a AASHTO LRFD 2017

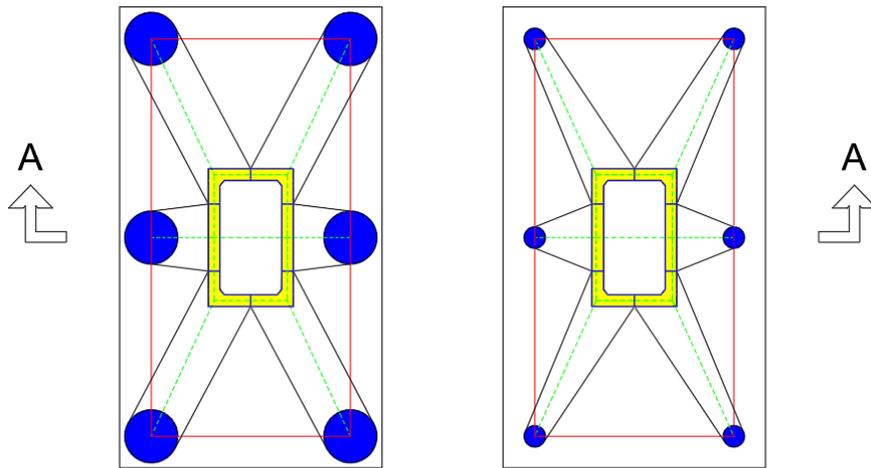
Para fines prácticos, se realiza la verificación de los nodos para dados de hasta 6 pilotes, lo anterior teniendo en cuenta que para estas configuraciones se analizan toda la colección de diámetros desde 1,0 m hasta 2,5 m (ver Tabla III.2), esto ayudará a evidenciar con mayor precisión el comportamiento de anchos de anclaje pequeños y grandes, así como la condición de mayor concentración de esfuerzos en las caras del nodo.

Por otro lado, según Williams et. Al, (2012), la literatura actual no cuenta con unas bases claras que detallen la geometría de los nodos en elementos de concreto tridimensionales, sin embargo, en el presente trabajo se decide proponer un dimensionamiento de cada una de las caras de las zonas nodales con el fin de verificar que tan cerca se encuentran los resultados de la relación demanda/capacidad esperada.

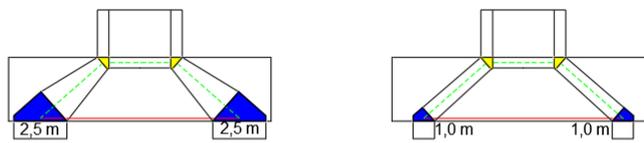
El procedimiento de verificación de cada una de las zonas nodales CCC y CCT se evidencia en los siguientes sub capítulos.

3.3.4.2.1.1. Nodos CCC

Los nodos CCC se encuentran particularmente en la parte superior del dado, en la unión entre puntales horizontales y diagonales tal y como se muestra en la Figura III.9.



PLANTA



CORTE A-A

Figura III.23 – Nodos CCC en amarillo y nodos CCT en azul

Se plantean las dimensiones de las siguientes caras del nodo CCC indicado en amarillo en la imagen anterior.

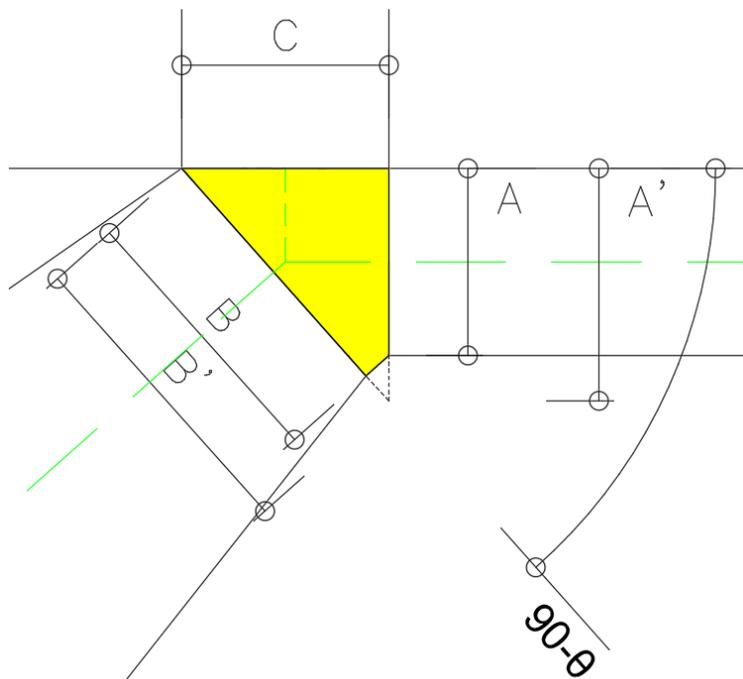


Figura III.24 – Caras laterales del nodo CCC evaluado – vista en alzado

El cálculo del área y resistencia cada una de las caras del nodo CCC se calcula como se describe a continuación:

CARA A

El área de la Cara A se construye a partir del espesor del puntal superior e , variable conocida que equivale al 10% de la altura del dado, por otro lado, el ancho de la cara A se define como el ancho aferente que toma la carga transmitida por el pilote más cercano, tal y como se evidencia en la planta de la Figura III.23 para los casos analizados y para fines prácticos de programación, este ancho se calcula como el perímetro de la pila dividido entre el número de pilotes del encepado, la ecuación del área de contacto queda:

$$A_{cn-A-CCC} = 0,1H * \frac{\text{Perímetro de pila}}{\# \text{ de pilotes}}$$

Por lo tanto, la resistencia de la Cara A del nodo CCC se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi P n_{A-CCC} = 0,7 * 0,85 * A_{cn-A-CCC} * f'c$$

CARA B

El área de esta cara se toma como el producto de B (ver Figura III.24) y el ancho aferente que toma la carga transmitida por el pilote más cercano, definido anteriormente como el perímetro de la pila dividido en el número de pilotes (ver Figura III.26).

Teniendo en cuenta la Figura III.24 La cara del nodo B se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$B = B' - (A' - A) * \text{Cos}(90 - \theta)$$

Donde θ es el ángulo entre el puntal y el tensor que llegan a un mismo nodo como se muestra a continuación:

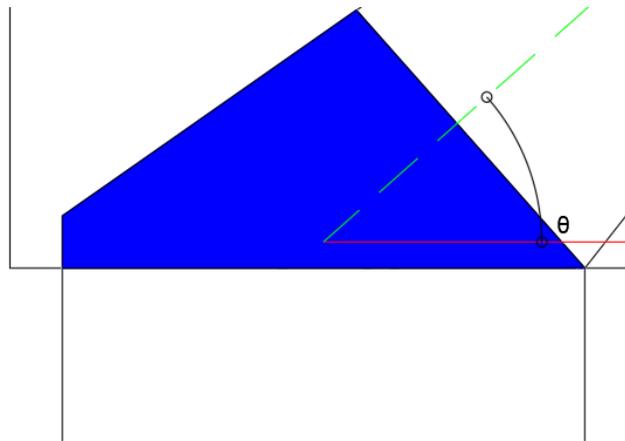


Figura III.25 – Ángulo entre puntal y tensor que llegan al mismo nodo.

Por lo tanto, la expresión para calcular el área del nodo B es la siguiente:

$$A_{cn-B-CCC} = B * \frac{\text{Perimetro de pila}}{\# \text{ de pilotes}}$$

Y la resistencia de la Cara B del nodo CCC se calcula con la siguiente expresión:

$$\Phi P n_{B-CCC} = 0,7 * 0,65 * A_{cn-B-CCC} * f'c$$

CARA C

El área de esta cara se calcula como el producto del espesor de los muros de la pila (equivalente a 55 cm) y el ancho aferente que toma la carga transmitida por el pilote más cercano (ver Figura III.26) tal y como se muestra a continuación:

$$A_{cn-C-CCC} = e_{\text{muro de pila}} * \frac{\text{Perimetro de pila}}{\# \text{ de pilotes}}$$

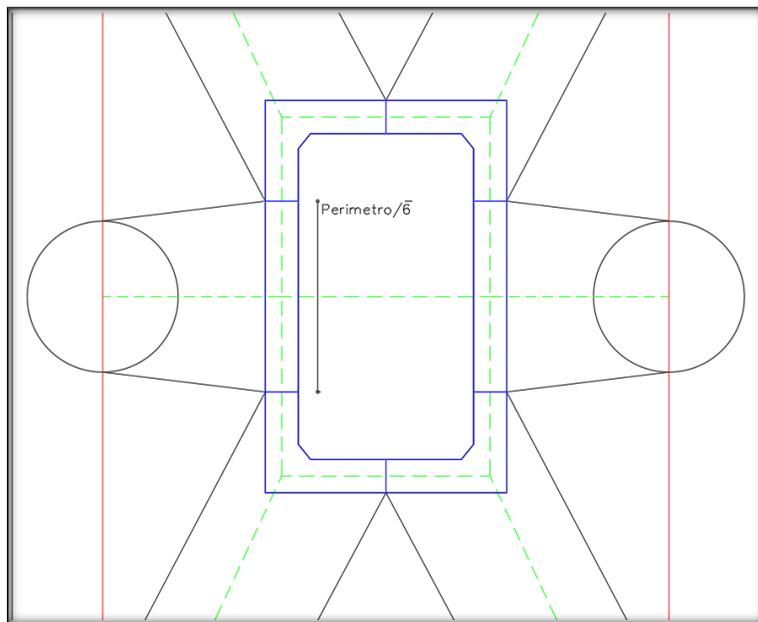


Figura III.26 – Ejemplo de ancho de zonas nodales CCC - caso de un dado con 6 pilotes

Fuente: Elaboración propia

La resistencia de la Cara C del nodo CCC se calcula con la siguiente expresión:

$$\Phi P n_{c-ccc} = 0,7 * 0,85 * A_{cn-c-ccc} * f'c$$

Cabe anotar que el cálculo del nodo CCC se realiza para los nudos críticos, los cuales reciben los puntales y tensores con las mayores solicitaciones para cada configuración analizada.

Por otro lado, se resalta que el artículo para el control de agrietamiento del numeral 5.6.3.6 de la CCP14 no aplica para zapatas y losas y por lo tanto no se tiene en cuenta en el presente trabajo.

3.3.4.2.1.2. Nodos CCT

Los nodos CCT que se chequearán corresponden a los nodos en la interfaz pilote-dado tal y como se evidencia en la Figura III.23

En cuanto a los nodos CCT las dimensiones de las caras son las siguientes:

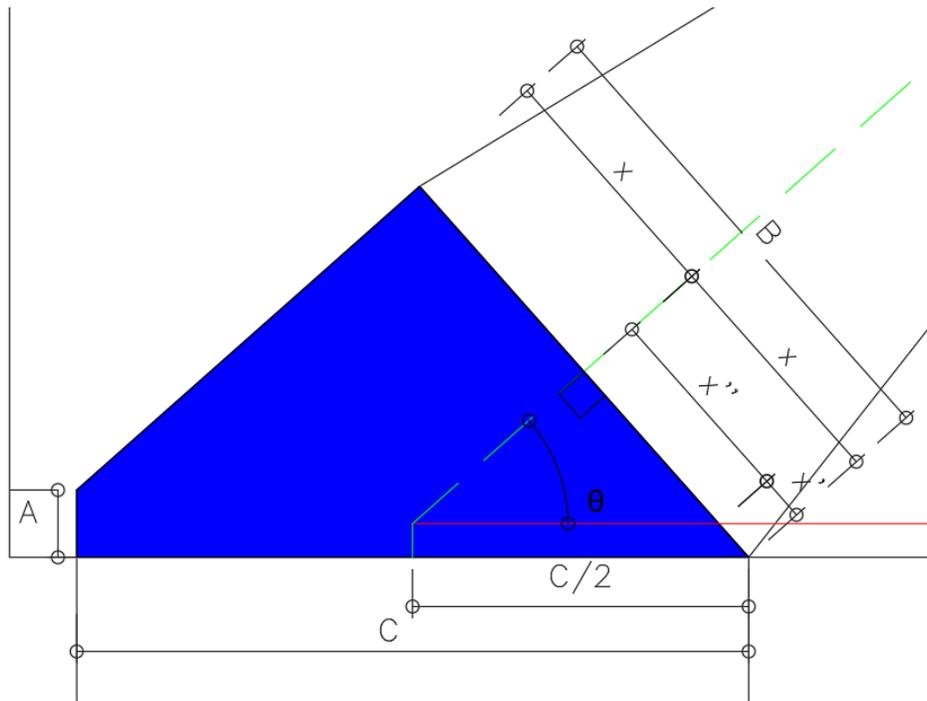


Figura III.27 – Caras laterales del nodo CCT evaluado – vista en alzado

Fuente: Elaboración propia

El cálculo del área y resistencia cada una de las caras del nodo CCT se calcula como se describe a continuación:

CARA A

Como primera instancia, el área de la cara posterior del nodo CCT se toma como el producto entre A y D, en donde A se calcula como 2 veces la distancia entre la superficie inferior del dado y el centro de gravedad del acero de refuerzo dispuesto para suplir los esfuerzos del tensor y D corresponde al diámetro del pilote.

$$A_{cn-A-CCT} = A * D_{pilote}$$

Posteriormente la resistencia de la cara A del nodo CCT se calcula como:

$$\Phi P n_{A-CCT} = 0,7 * 0,7 * A_{cn-A-CCT} * f'c$$

CARA B

El área de esta cara se calcula como el producto entre B y el diámetro del pilote ($A_{cn-B-CCT} = B * D_{pilote}$), donde B se calcula con base en las dimensiones presentadas en la Figura III.27, con base en lo anterior, resulta la siguiente expresión:

$$B = 2X$$

Donde $X = X' + X''$

Por su parte, las variables X' y X'' se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$X' = \frac{A/2}{\text{Seno}(90 - \theta)}$$

$$X'' = \frac{C}{2} \text{Seno } \theta$$

Finalmente, la resistencia de la Cara B del nodo CCT se calcula con la siguiente expresión:

$$\Phi P n_{B-CCT} = 0,7 * 0,65 * A_{cn-B-CCT} * f'c$$

CARA C

Por último, el área en la cara C del nodo CCT ($A_{cn-C-CCT}$) corresponde al área del pilote de soporte, luego la resistencia se determina como:

$$\Phi P n_{C-CCT} = 0,7 * 0,7 * A_{cn-C-CCT} * f'c$$

3.3.4.2.1.3. Revisión del anclaje del refuerzo

Por último, se realizará un chequeo del anclaje del refuerzo de acuerdo al numeral 5.6.3.4.2.

Para el caso del presente estudio y para fines prácticos de programación, la longitud de desarrollo disponible no se mide incluyendo la zona nodal extendida, lo anterior se sustenta en que para las configuraciones elegidas, Los puntales y tensores que llegan a los pilotes esquineros no se encuentran en el mismo plano de actuación tal y como se muestra en la Figura III.28, por lo tanto, la longitud de desarrollo debe ser como mínimo la longitud de anclaje que se muestra a continuación.

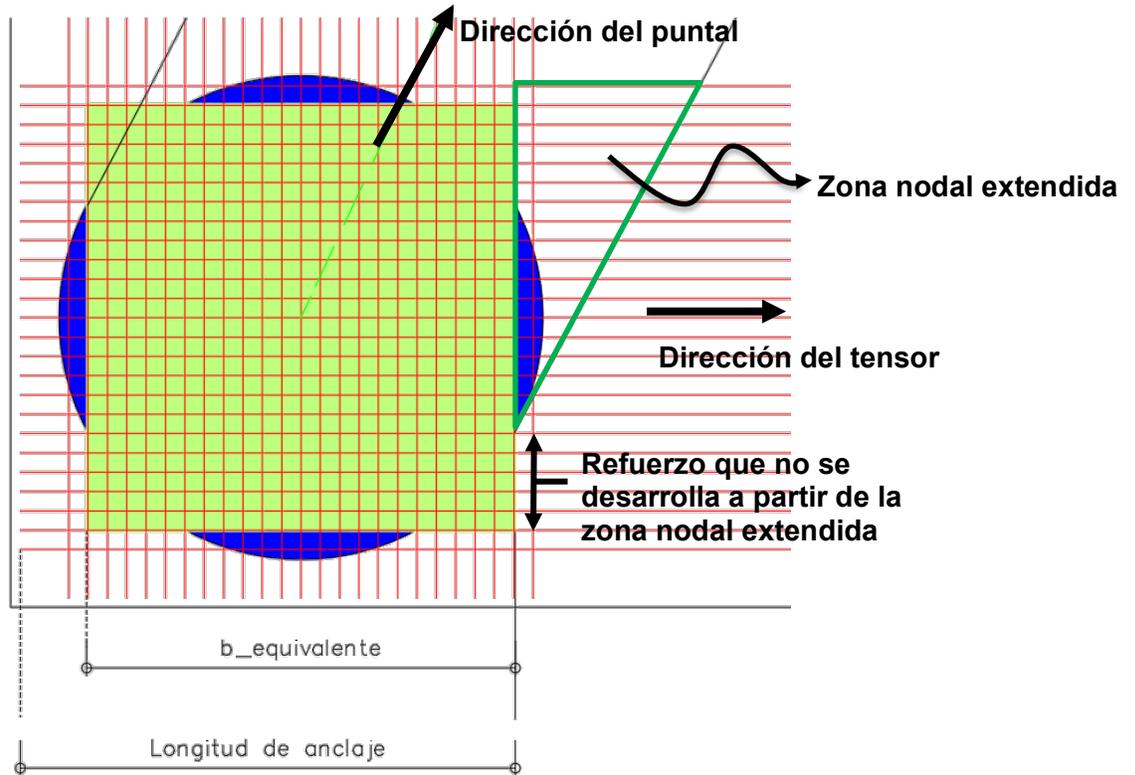


Figura III.28– Ancho equivalente y longitud de anclaje tomada – vista en planta.

Teniendo en cuenta que la distancia del pilote al borde del dado se toma en todos los casos como 0,25 m y el recubrimiento lateral como 0,075 m, la longitud disponible de anclaje se calcula como se muestra a continuación:

$$L_{anclaje} = b_{equ} + \frac{D - b_{equ}}{2} + 0,175$$

Donde el ancho equivalente del pilote se calcula mediante la siguiente expresión:

$$b_{equ} = \sqrt{\pi * \frac{D^2}{4}}$$

Siendo D es el diámetro del pilote analizado.

3.3.5. Elaboración de modelos por elementos finitos

Para la modelación de los dados por elementos finitos, se utiliza el programa SAP2000, los dados se modelaron como elementos planos con espesores que varían entre 2,2 m y 4,0 m. Como consecuencia de estos espesores, se consideran las deformaciones a corte como elemento tipo grueso (*Thick*) en el programa de análisis tal y como se mencionó en el capítulo I.

Como la aplicación de las cargas se realizará desde los pilotes hacia la pila, se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las condiciones de frontera en la pila corresponden a una restricción de todos los grados de libertad en todo el contorno del refuerzo exterior tal y como se muestra en la siguiente imagen.

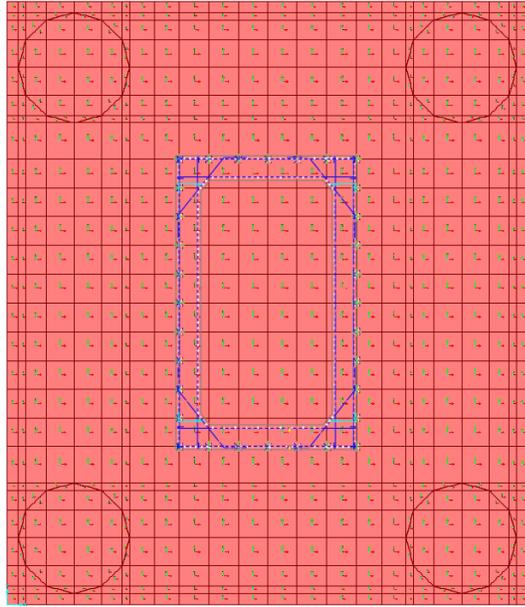


Tabla III.6 – condiciones de frontera en contorno marcado en azul

- Las cargas se aplican como fuerzas distribuidas en toda el área del pilote, adicionalmente, los nodos en el contorno y en la zona central de los pilotes se comportan como un solo cuerpo al deformarse de manera conjunta, es decir, no se permiten deformaciones relativas en esta zona. Un ejemplo de la aplicación de cargas por área se muestra a continuación:

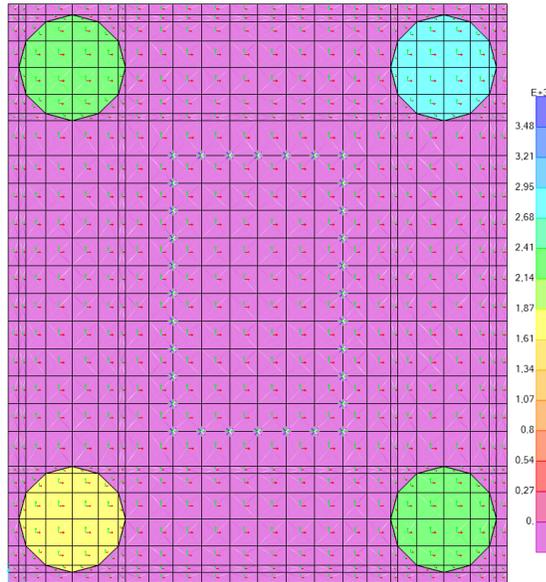


Tabla III.7 – Ejemplo de aplicación de cargas en el área del pilote.

3.3.6. Procedimiento de diseño por MEF

Una vez se determinan los esfuerzos en sentido transversal y longitudinal, se procede a diseñar los elementos a flexión de acuerdo con el método convencional de las secciones (o flexo cortante) en donde el momento resistente se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Phi Mn = As * Fy * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

Φ es el factor de resistencia tomado como 0,9 para momento y cortante según el numeral 5.5.4 de la CCP14

As el área de refuerzo dispuesta por metro de ancho

d la altura efectiva de la sección

Y la altura del bloque equivalente de Whitney se calcula como:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Por otra parte, el valor de la resistencia a cortante se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Donde V_c corresponde a la resistencia a la corte aportada por el concreto y se calcula como:

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b * d$$

En este caso b también se toma como 1 m de ancho y el factor β se toma para zapatas siempre como 2, por otro lado, V_s se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v * d * F_y}{s}$$

Se deberá tener en cuenta que el valor de A_v está asociado al refuerzo vertical del dado, el cual se incluye siempre en forma de bastones para este tipo de elementos estructurales tanto por requerimientos constructivos como por aporte a la resistencia de esfuerzos internos del elemento.

Una vez calculado el refuerzo requerido en la base del dado por el método de las secciones y habiendo calculado la resistencia requerida a cortante, se procede a realizar la comparación entre ambas metodologías (MEF y MPT), cabe anotar que en cuanto a la resistencia a cortante, no existe parámetro de comparación con el MPT, ya que esta metodología no incluye esfuerzos cortantes en su metodología, solo trabaja cargas axiales para la distribución de fuerzas internas, por tal motivo, se decide revisar el cumplimiento de los esfuerzos cortantes determinados por MEF contra el cumplimiento de las zonas nodales calculadas por MPT mediante la relación demanda/capacidad.

Capítulo IV

RESULTADOS

En este capítulo se visualizarán los resultados obtenidos después de ejecutar el análisis mostrado en el capítulo II; se analizará inicialmente el acero de refuerzo requerido, seguido de la revisión de las zonas nodales y el refuerzo a cortante para una muestra de 260 modelos realizados en MEF y MPT.

4.1. ACERO DE REFUERZO INFERIOR REQUERIDO

En este caso, los resultados se presentan por diámetro de pilote, teniendo en cuenta que este será un factor fundamental a la hora de comparar áreas de refuerzo, lo anterior tiene sustento en que el ancho de anclaje del que disponen los tensores varía de acuerdo al ancho equivalente mostrado en capítulo 3.3.4.2.1.3

Inicialmente se analizarán los resultados determinados para el estado límite de resistencia seguidos del estado límite de evento extremo, se corroborará el refuerzo requerido para las solicitaciones preponderantes en sentido longitudinal y sentido transversal.

4.1.1. Estado límite de resistencia

Como se puede evidenciar en las gráficas presentadas a continuación, el refuerzo requerido por el MEF para el estado límite de resistencia evidencia que la variación de la relación a/d tiene relativamente poca incidencia en el aumento del área requerida por flexión, por otro lado, analizando el dato por el MPT la tendencia a aumentar el refuerzo a medida que se reduce la altura del dado o se aumenta la separación entre pilotes, es mucho más significativa, lo anterior ocurre principalmente cuando se analizan datos con diámetros de pilotes pequeños.

Cabe anotar que los valores de As_{11} y As_{22} corresponden a las áreas requeridas de refuerzo en "X" (Sentido longitudinal del puente) y "Y" (Sentido transversal del puente) por metro de ancho en las zonas de mayor concentración de esfuerzos, se muestran los

resultados para configuraciones de pilotes de 1,0 m de diámetro y 2,5 m de diámetro, las demás se podrán evidenciar en los anexos.

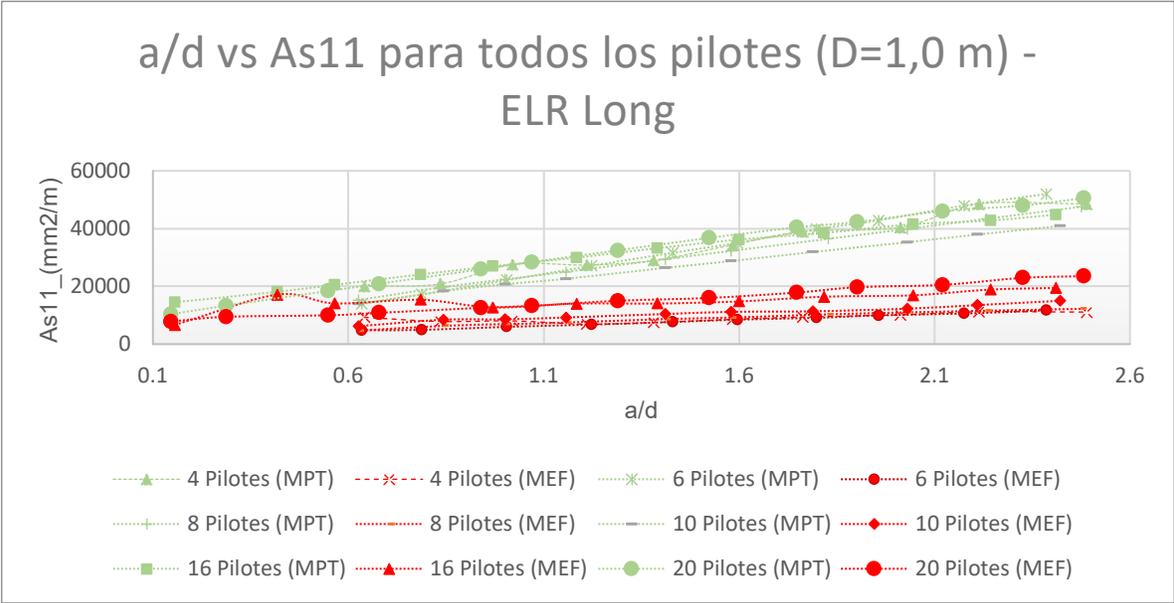


Figura IV.1 - a/d vs As_{11} para todos los pilotes ($D=1,0$ m) - ELR Long.

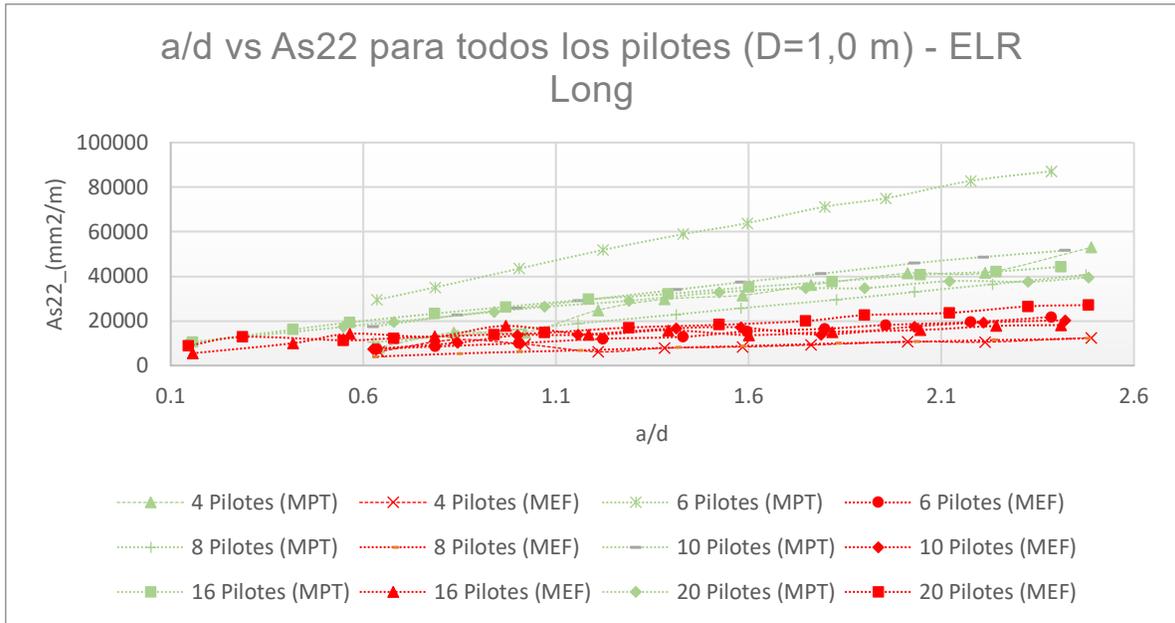


Figura IV.2 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Long.

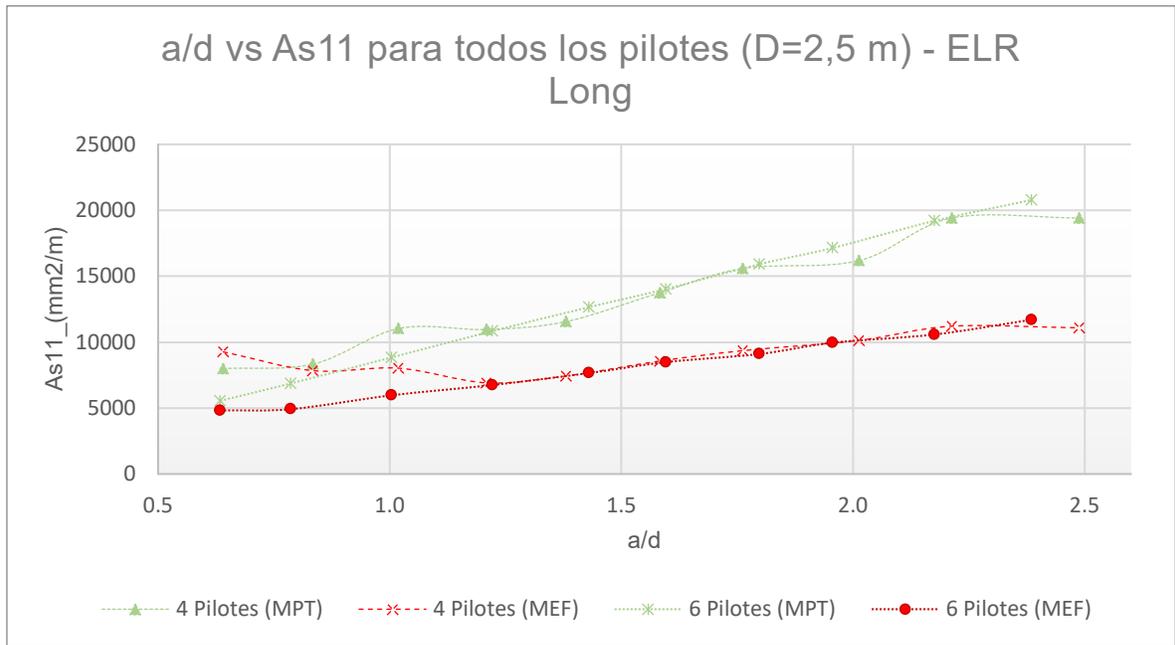


Figura IV.3 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Long.

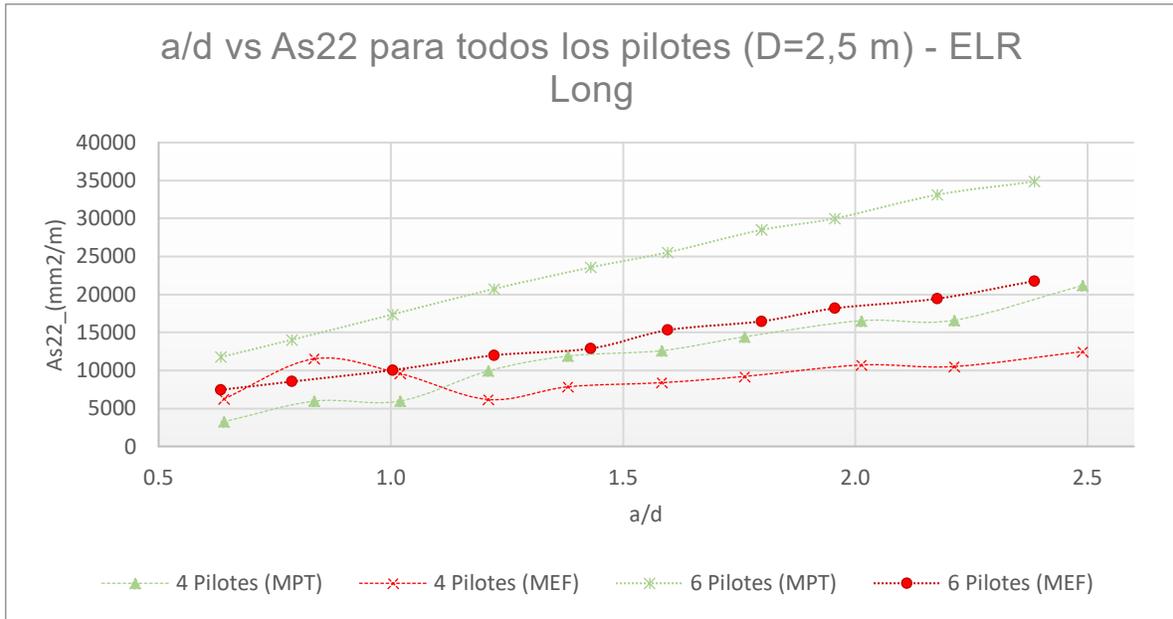


Figura IV.4 - a/d vs As_{22} para todos los pilotes ($D=2,5$ m) - ELR Long.

Por otro lado, en las siguientes gráficas se muestra el refuerzo requerido para las sollicitaciones por estado límite de resistencia predominantes en sentido transversal.

En este caso, se resalta la misma tendencia mencionada anteriormente, lo que supone que la magnitud de las fuerzas para el mismo estado límite no tiene relevancia en el comportamiento del dado para ambas metodologías.

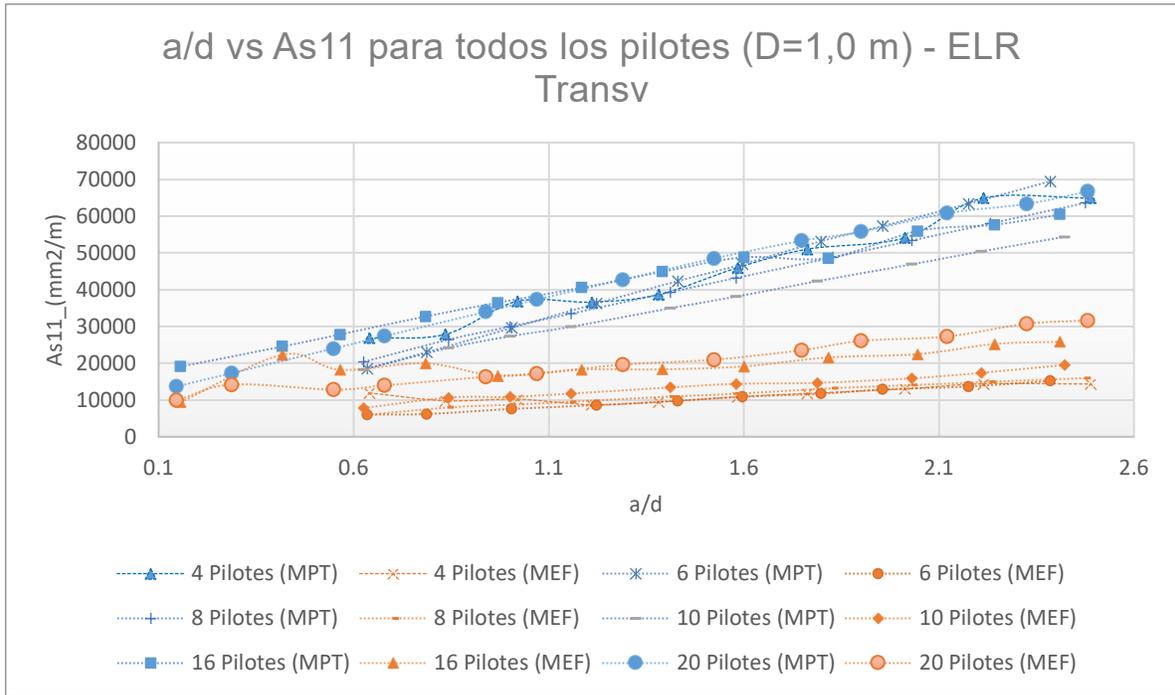


Figura IV.5 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Transv.

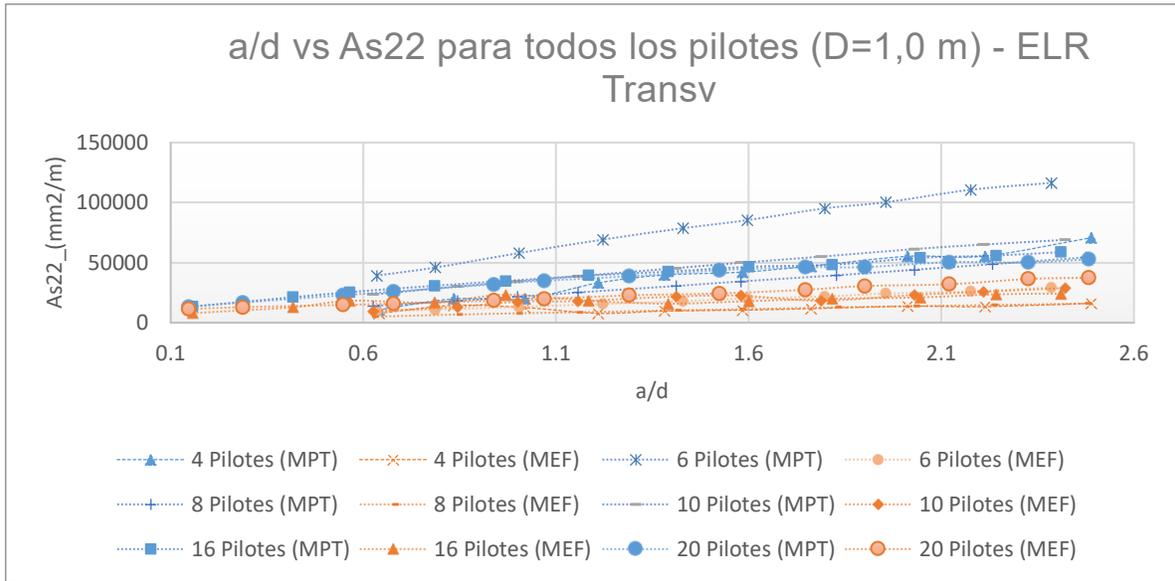


Figura IV.6 - a/d vs As_{22} para todos los pilotes ($D=1,0$ m) - ELR Transv.

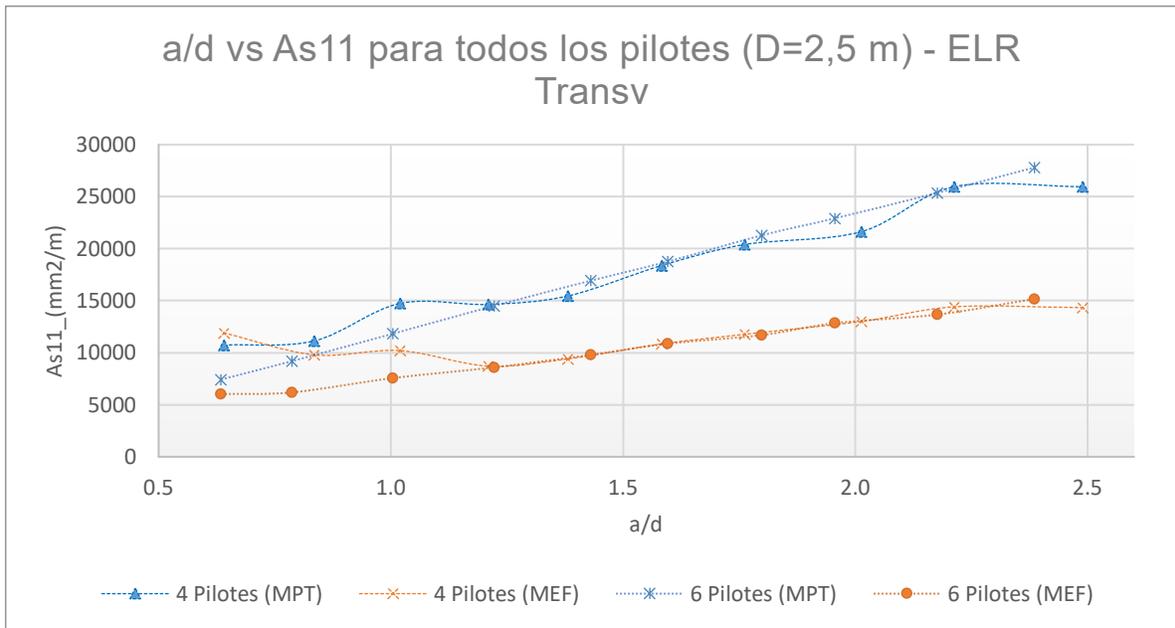


Figura IV.7 - a/d vs As_{11} para todos los pilotes ($D=2,5$ m) - ELR Transv.

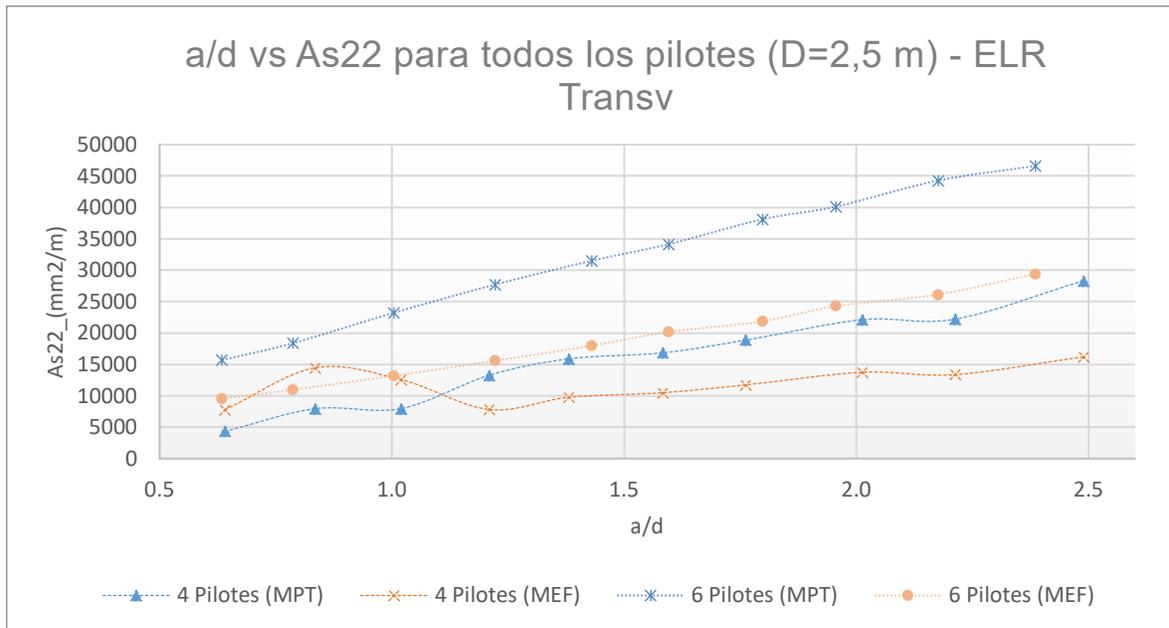


Figura IV.8 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Transv

Como se puede observar, existe una tendencia generalizada la cual indica que a medida que el diámetro del pilote es mayor, los resultados por MEF y MPT empiezan a acercarse, sin embargo, nunca llegan a converger. Los márgenes de error en estado límite de resistencia se muestran en la siguiente tabla:

Numero de Pilotes con D=2,5 m	a/d	MARGEN DE ERROR			
		As11 – ELRX (long)	As22 – ELRX (long)	As11 – ELRY (Transv)	As22 – ELRY (Transv)
4	0,6	116%	192%	111%	179%
4	0,8	94%	193%	88%	182%
4	1,0	73%	161%	69%	158%
4	1,2	63%	62%	59%	59%
4	1,4	64%	66%	61%	62%
4	1,6	62%	67%	59%	62%
4	1,8	60%	64%	58%	62%
4	2,0	63%	65%	60%	62%
4	2,2	58%	63%	56%	60%
4	2,5	57%	59%	55%	57%

Numero de Pilotes con D=2,5 m	a/d	MARGEN DE ERROR			
		As11 – ELRX (long)	As22 – ELRX (long)	As11 – ELRY (Transv)	As22 – ELRY (Transv)
6	0,6	87%	63%	81%	61%
6	0,8	72%	61%	67%	60%
6	1,0	67%	58%	64%	57%
6	1,2	62%	58%	59%	56%
6	1,4	60%	55%	58%	57%
6	1,6	60%	60%	58%	59%
6	1,8	57%	58%	55%	57%
6	2,0	58%	61%	56%	61%
6	2,2	55%	59%	54%	59%
6	2,4	56%	62%	55%	63%

Tabla IV.1– Refuerzo dispuesto en MEF en comparación con MPT – 4 Y 6 Pilotes de 2,5 m de diámetro – ELR.

De la tabla anterior se aclara que los valores mayores al 100% representan que el área de refuerzo requerida por MEF es superior a la requerida por MPT.

Se puede evidenciar que aún con pilotes de gran diámetro (Los presentes en datos de 4 y 6 pilotes), el refuerzo requerido por metro de ancho en las zonas de mayor concentración de esfuerzos sigue siendo muy inferior al calculado por el MEF; Analizando datos con pilotes de 2,5 m de diámetro, el caso más desfavorable determina que faltaría un 45% de refuerzo adicional para llegar al valor requerido por la metodología MPT.

Es importante resaltar que las gráficas anteriores muestran los valores de refuerzo calculados en un metro de ancho y no en la totalidad del vano inferior.

4.1.2. Estado límite de evento extremo

Analizando los datos para estado límite de evento extremo, se encuentra que dichos elementos presentan un comportamiento diferente en comparación al estado límite de resistencia; en este caso, se evidencia que la relación a/d empieza a tener mayor incidencia en el aumento de refuerzo por MEF, este hecho acerca más los resultados del MEF y MPT tal y como se evidencia en las siguientes ilustraciones.

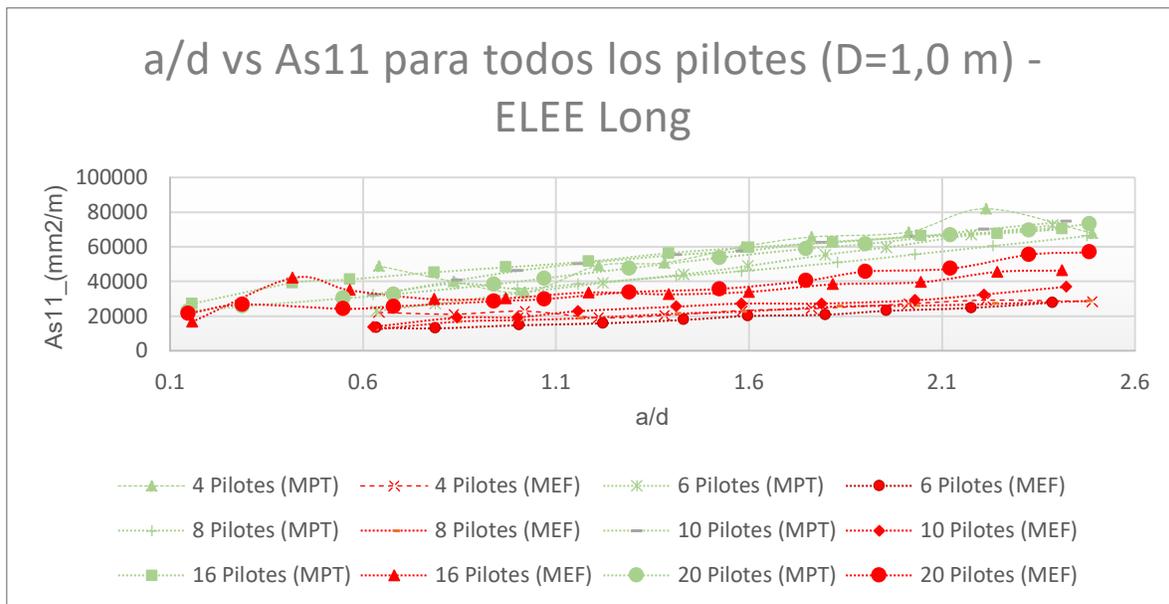


Figura IV.9 - a/d vs As_{11} para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Long.

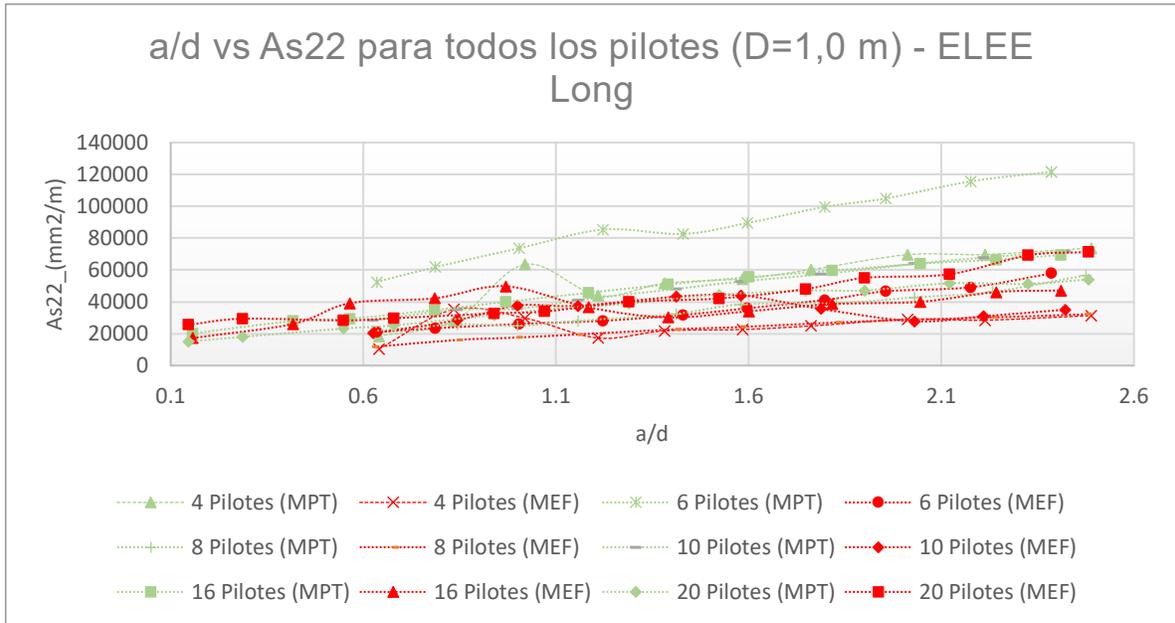


Figura IV.10 - a/d vs As_{22} para todos los pilotes ($D=1,0$ m) - ELEE Long.

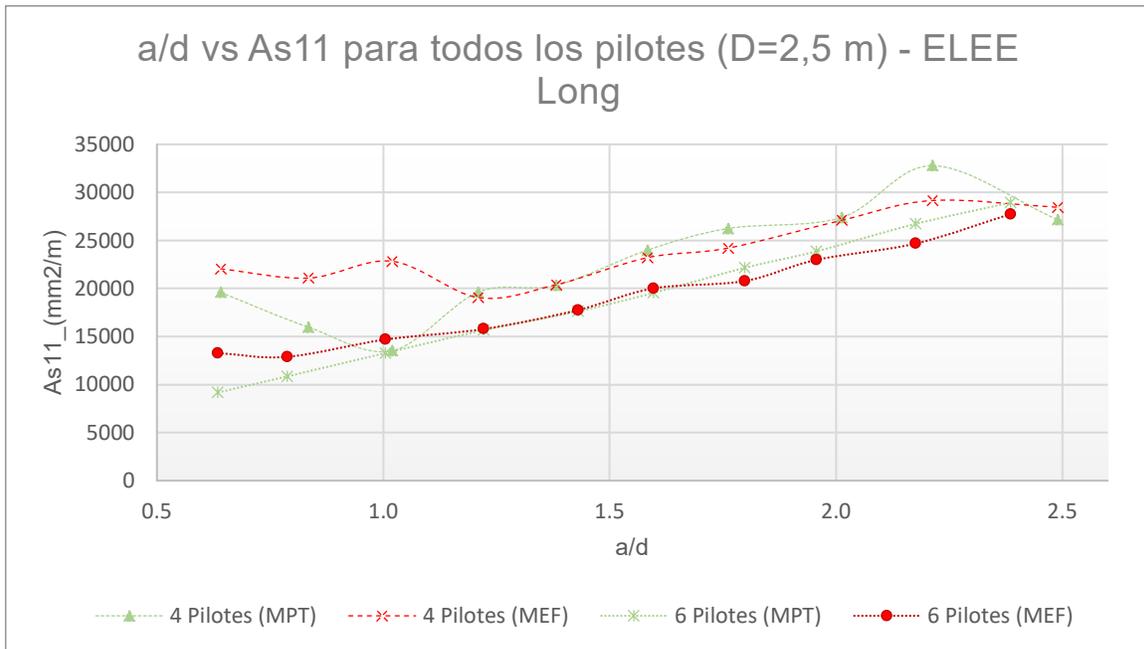


Figura IV.11 - a/d vs As_{11} para todos los pilotes ($D=2,5$ m) - ELEE Long.



Figura IV.12 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Long.

Finalmente, se muestra el refuerzo requerido para las solicitaciones por estado límite de evento extremo predominantes en sentido transversal.

Al igual que con el estado límite de resistencia, la preponderancia de las fuerzas en sentido ortogonal no representa ninguna variación significativa y, por lo tanto, se corrobora que la magnitud de las fuerzas, es decir, las diferentes combinaciones de carga para un mismo estado límite, no tienen incidencia en el comportamiento general del dado en lo que respecta al área de acero de refuerzo inferior.

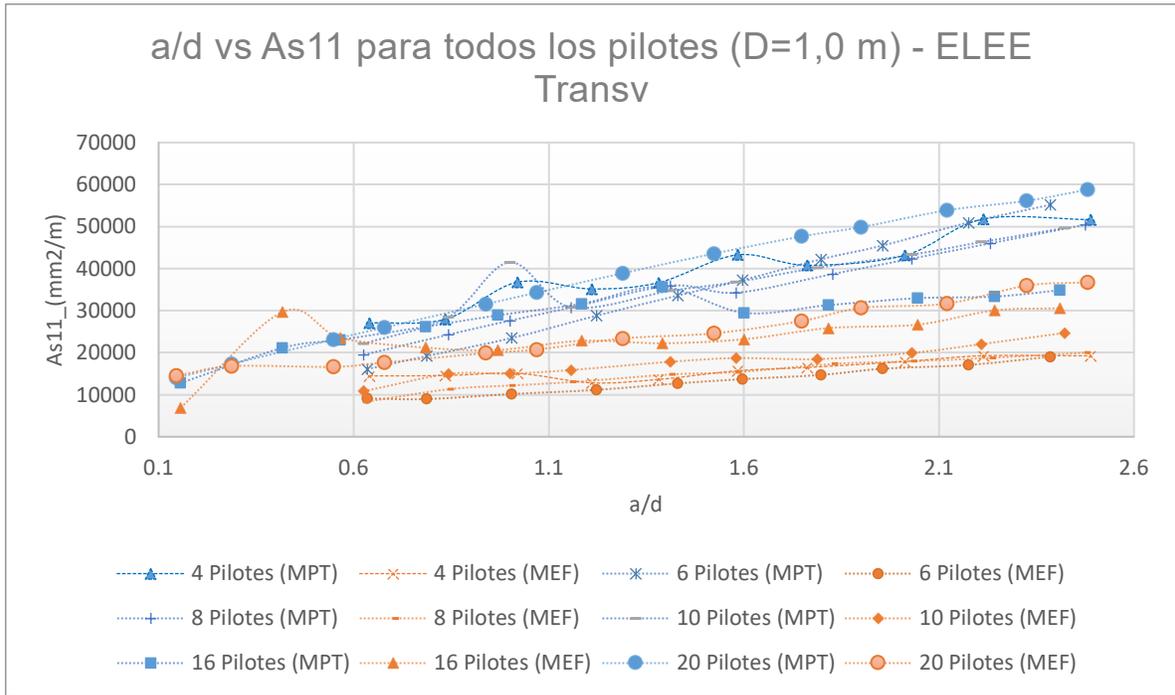


Figura IV.13 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Transv.

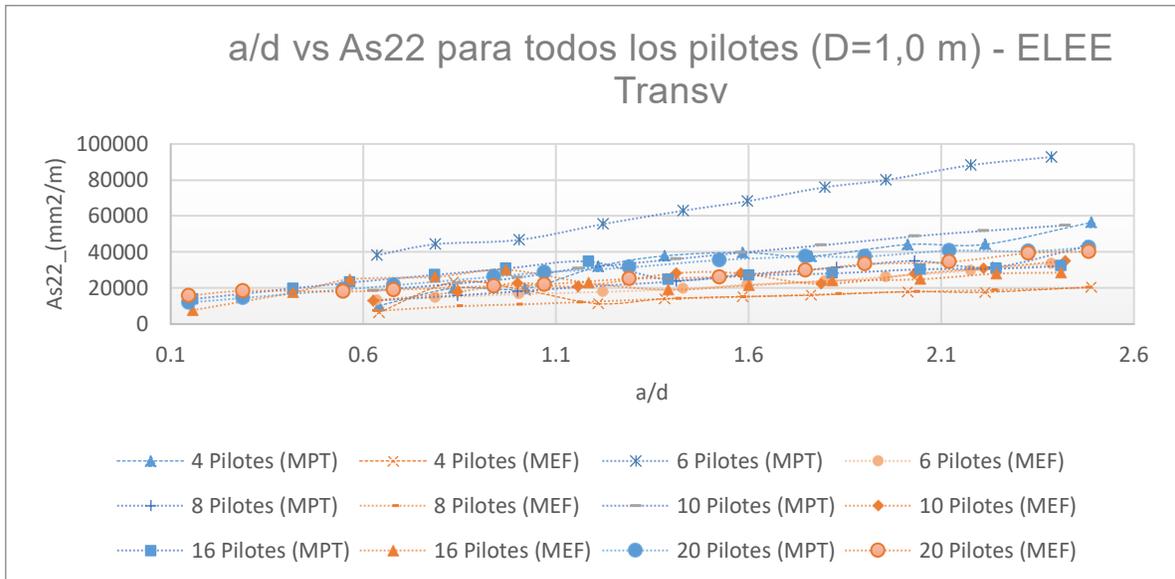


Figura IV.14 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Transv.

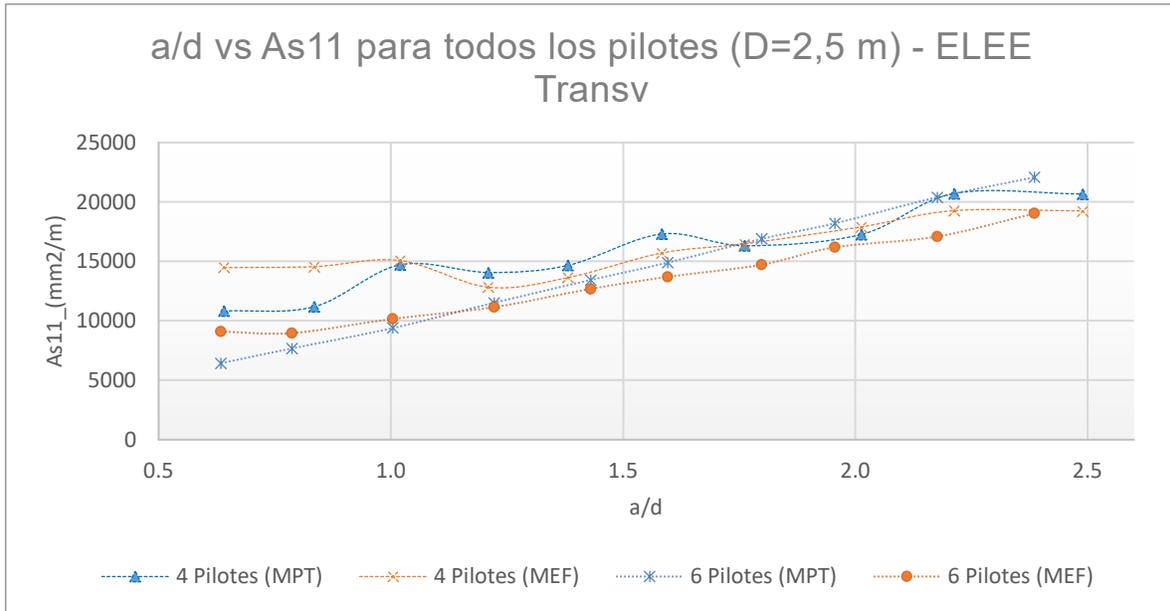


Figura IV.15 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Transv.

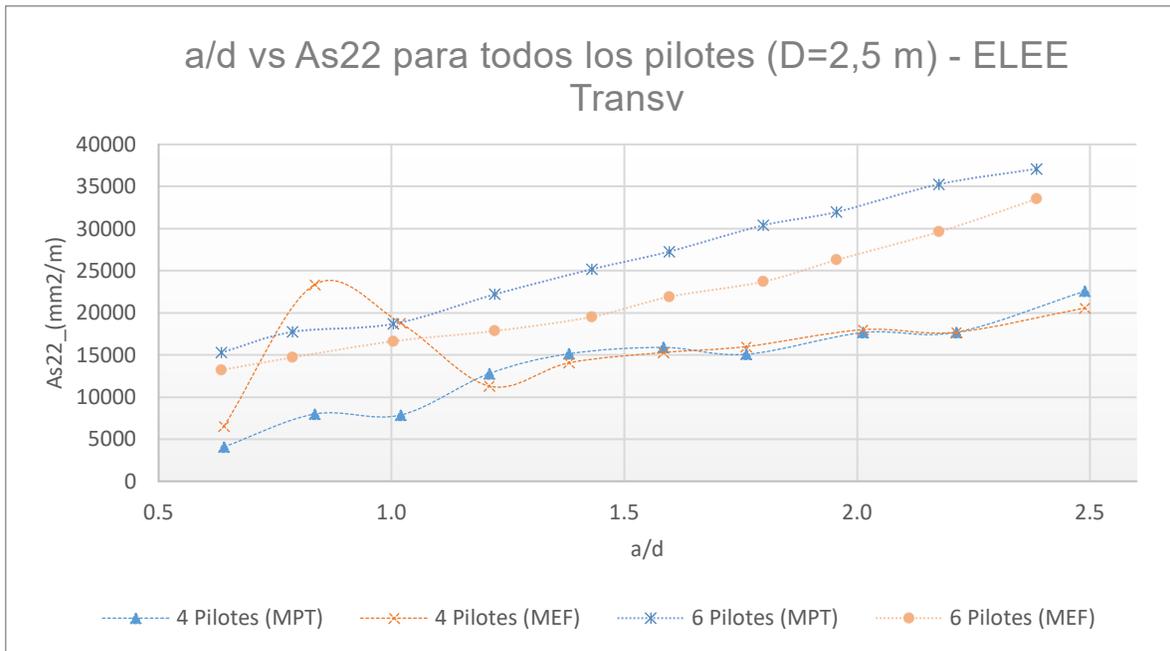


Figura IV.16 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Transv.

Para el estado límite de evento extremo, los resultados muestran un acercamiento mayor en el área de acero calculada por MEF y por MPT; aunque el refuerzo calculado por MPT sigue siendo mayor para las relaciones a/d menores a 2,5, el margen de error es significativamente menor en comparación con el estado límite de resistencia tal y como se muestra a continuación:

Numero de Pilotes con D=2,5 m	a/d	MARGEN DE ERROR			
		As11 – ELEEX (long)	As22 – ELEEX (long)	As11 – ELEEY (Transv)	As22 – ELEEY (Transv)
4	0,6	113%	141%	134%	160%
4	0,8	132%	316%	130%	292%
4	1,0	169%	117%	102%	239%
4	1,2	97%	98%	91%	88%
4	1,4	100%	105%	93%	93%
4	1,6	97%	104%	91%	96%
4	1,8	92%	103%	101%	106%
4	2,0	99%	104%	104%	102%
4	2,2	89%	102%	93%	100%
4	2,5	105%	106%	93%	91%
6	0,6	145%	100%	141%	86%
6	0,8	119%	95%	117%	83%
6	1,0	111%	89%	108%	89%
6	1,2	101%	82%	97%	80%
6	1,4	101%	96%	94%	78%
6	1,6	102%	101%	92%	80%
6	1,8	94%	103%	87%	78%
6	2,0	96%	111%	89%	82%
6	2,2	92%	106%	84%	84%
6	2,4	96%	119%	86%	90%

Tabla IV.2 – Refuerzo dispuesto en MEF en comparación con MPT – 4 Y 6 Pilotes de 2,5 m de diámetro - ELR

Analizando el caso de un dado con pilotes de 2,5 m de diámetro, se puede evidenciar que faltaría un 22% de acero de refuerzo adicional para llegar al valor requerido por la metodología MPT en la condición más desfavorable.

La diferencia del presente margen de error en comparación con el mostrado para el estado límite de resistencia en el capítulo anterior, se presenta debido a que la carga axial aplicada al dado en estado límite de evento extremo tiene mayor excentricidad debido a los grandes momentos causados por el sismo, por lo tanto, el hecho de aumentar la distancia entre pilotes representa mayor par resistente a esos grandes momentos, es decir, a mayor a/d , se reduce, en proporciones relativas, la carga transmitida por la pila al dado, como se puede evidenciar en el ANEXO 2, este comportamiento es generalizado para configuraciones desde 4 hasta 20 pilotes.

Teniendo en cuenta lo anterior, se deduce que, a mayor aumento del momento en la pila, mayor será la convergencia de acero de refuerzo requerido por MPT y por MEF, por el contrario, el aumento de la carga axial no tiene incidencia en el acercamiento de ambos métodos.

Por otro lado, se deja evidencia que, para el caso de 4 pilotes de 2,5 m de diámetro, podría utilizarse la metodología de elementos finitos para relaciones a/d mayores a 1, esto en la práctica podría traducirse en que no es recomendable trabajar con alturas de dado menores a los 3,0 m para el nivel de cargas provenientes del puente en voladizos sucesivos descrito en el capítulo 2.3.1, por otro lado, solo podría calcularse el refuerzo por MEF cuando se presenten grandes momentos en la pila que en general se presentan cuando se analizan cargas sísmicas.

4.2. CORTANTES Y ZONAS NODALES

La segunda etapa de este estudio consiste en comparar la resistencia al corte del dado determinada por el método de las secciones considerando las solicitaciones provenientes de modelos de elementos finitos, contra la resistencia de las zonas nodales del modelo puntal tensor.

Como se mencionó anteriormente, debido a que estos dos parámetros no son directamente comparables, se decide cotejar los resultados por medio de la relación demanda/capacidad; en las gráficas que se muestran a continuación, se puede evidenciar en amarillo la relación demanda/capacidad al corte, mientras que las líneas azules y púrpura corresponden a las relaciones demanda capacidad de cada una de las caras de los nodos CCC y CCT presentadas en el capítulo 3.3.4.

Es importante resaltar que la resistencia nominal a cortante del dado se calculó teniendo en cuenta tanto el aporte del concreto (V_c) como el aporte del refuerzo vertical o bastones (V_s) tomados para todos los casos como barras # 5 espaciadas cada 30 cm.

Por otro lado, también se resalta que el cálculo de las zonas nodales solamente se realiza para los dados de 4 y 6 pilotes, lo anterior teniendo en cuenta el nivel de complejidad que representa determinar las caras tridimensionales de los nodos en las otras configuraciones.

4.2.1. Estado límite de resistencia

Teniendo en cuenta las áreas de las caras nodales propuestas en el capítulo 3.3.4.2, se puede evidenciar que a medida que se reduce el área de las caras del nodo, la resistencia se reduce considerablemente, lo anterior está correlacionado en parte, con el número de pilotes, los cuales determinan en cuantas porciones se distribuye tanto la fuerza actuante como el área disponible, por otra parte, la reducción de la resistencia está relacionada directamente con el diámetro del pilote disponible.

Un ejemplo de lo anterior se evidencia en la Figura IV.17; se puede ver claramente como para el nodo CCC, el área resistente de la cara A se disminuye al pasar de 4 a 6 pilotes por dado, lo anterior bajo la premisa que el recorrido de la carga proveniente del puntal se transmite al área aferente de la pila en mención:

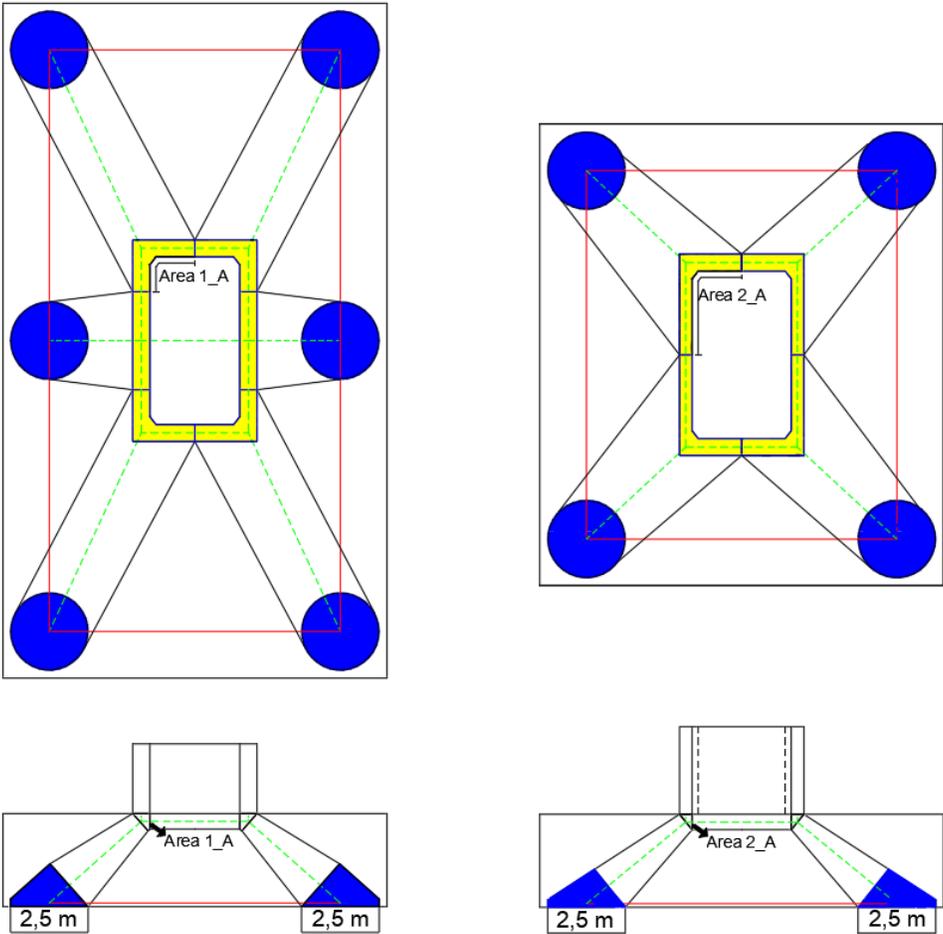


Figura IV.17 – Reducción del área resistente a medida que aumenta el número de pilotes.

Para el ejemplo anterior, El Área 1_A es menor que el Área 2_B, lo cual se ve reflejado en una reducción significativa de resistencia, y se puede evidenciar en las figuras que se presentan a continuación:

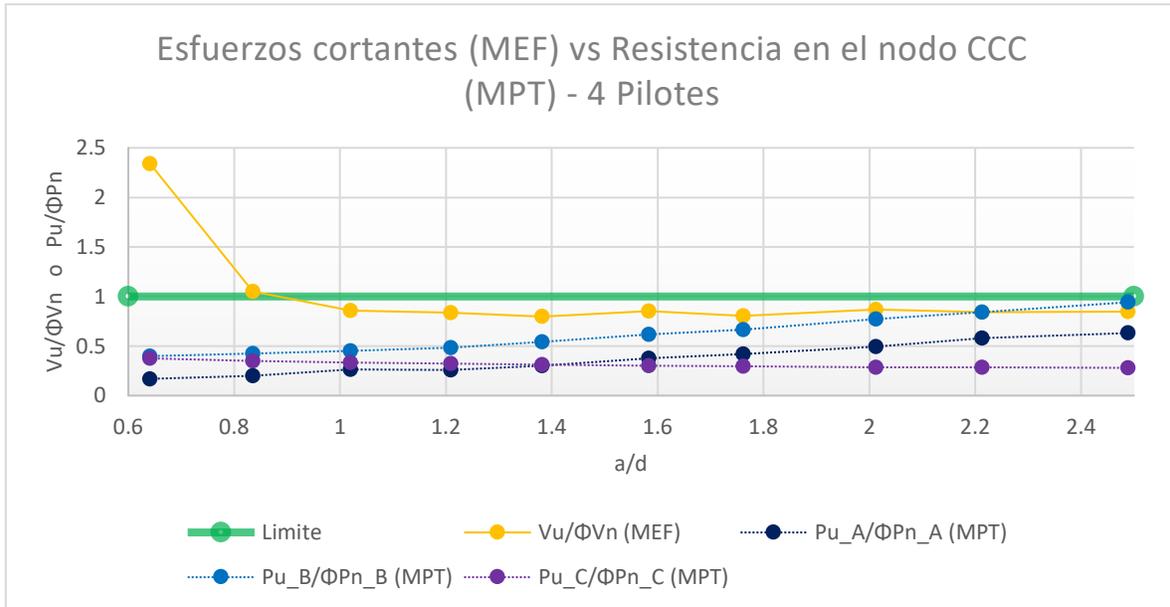


Figura IV.18 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 4 Pilotes – Todos los diámetros.

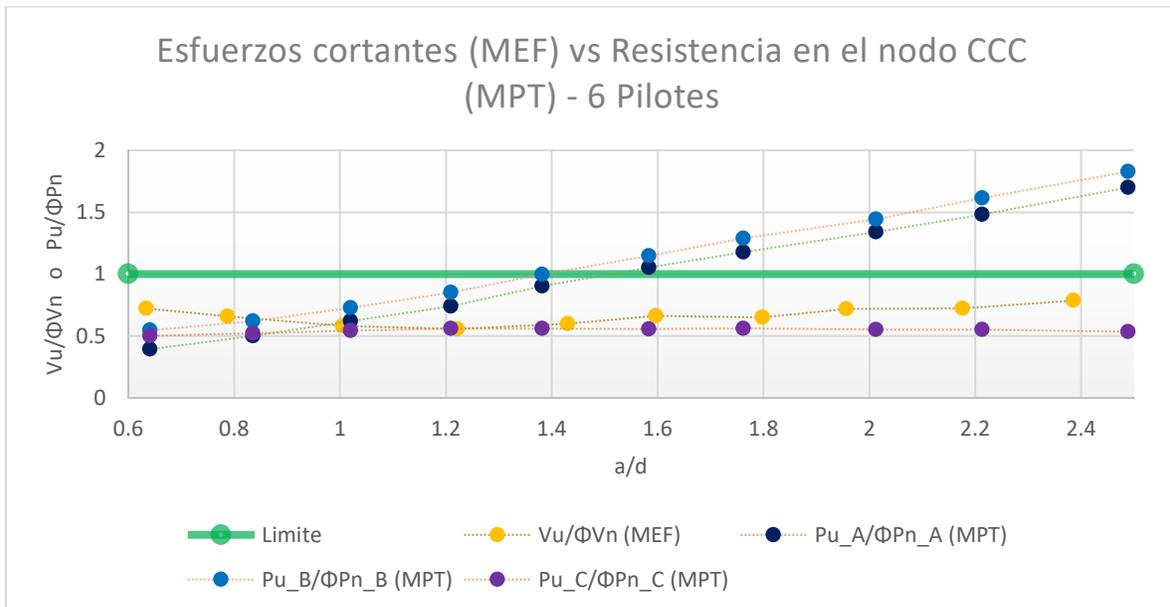


Figura IV.19 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 6 Pilotes – Todos los diámetros.

Teniendo en cuenta el anterior comportamiento, se evidencia que la cara nodal C, representa una adecuada relación demanda capacidad, incluso inferior a la de los esfuerzos cortantes, lo anterior corrobora lo expuesto por Williams et. Al. (2011) en donde se indica que el chequeo de los nodos deberá realizarse solo para las áreas nodales correspondientes a los apoyos, que en este caso sería el área de los pilotes y la porción de pila aferente.

El comportamiento expuesto en el anterior párrafo para el nodo C del nodo CCC, se evidencia también para el nodo CCT tal y como se muestra a continuación:

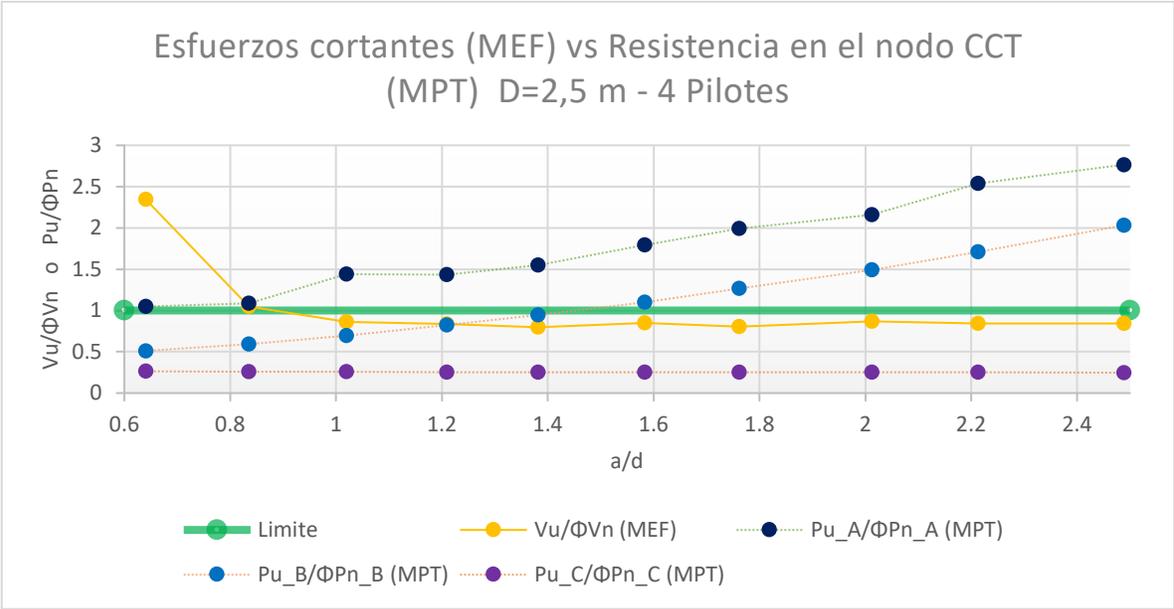


Figura IV.20 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 4 Pilotes.

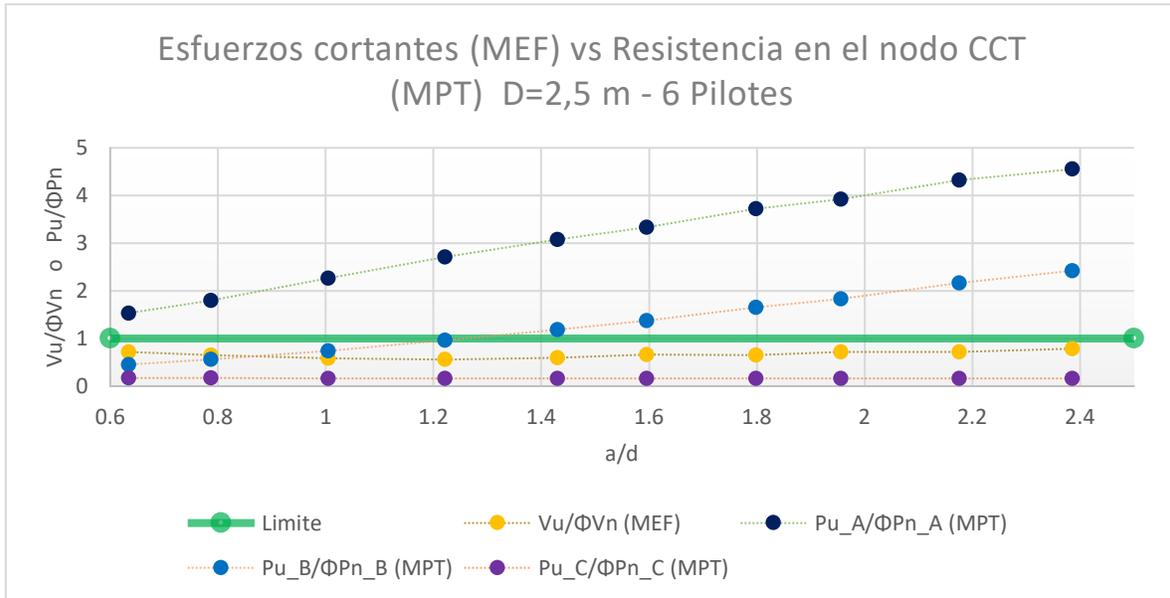


Figura IV.21 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 6 Pilotes.

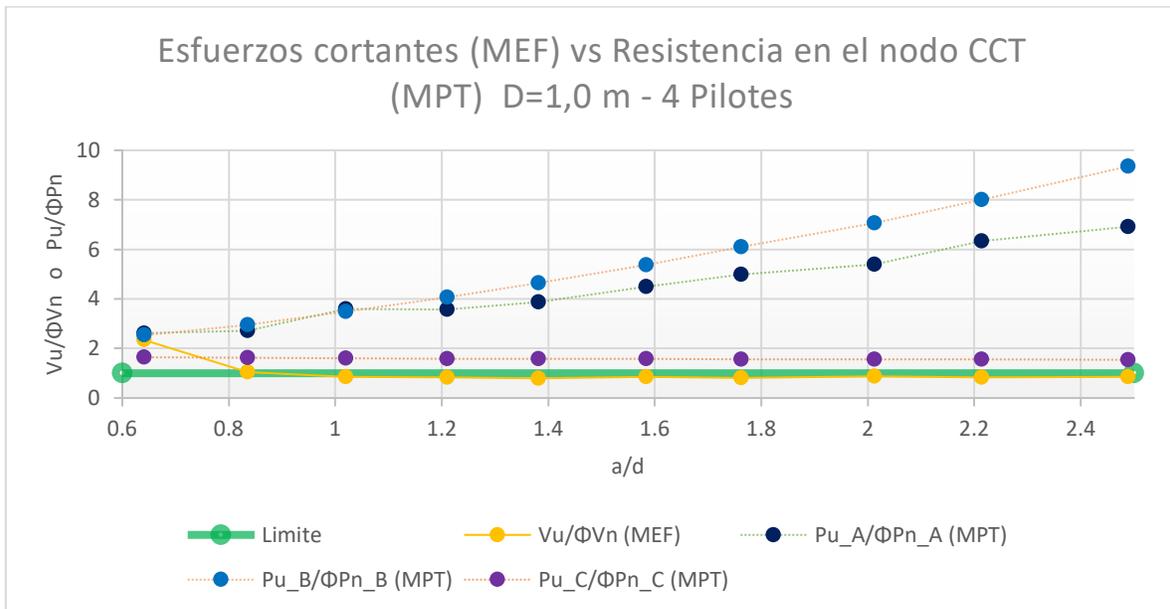


Figura IV.22 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 4 Pilotes.

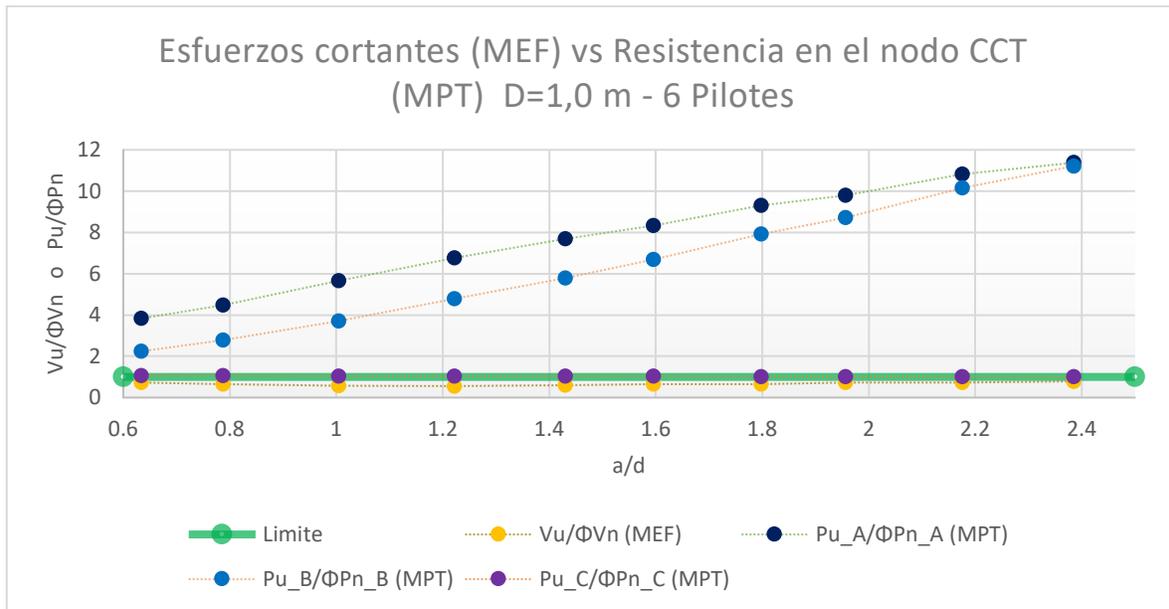


Figura IV.23 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 6 Pilotes.

Cabe anotar que los resultados para pilotes de 1,2 m a 2,0 m se muestran en el ANEXO 3.

Como lo evidencia la relación demanda/capacidad para las caras nodales A y B de las gráficas anteriores, se menciona que la metodología propuesta en el presente trabajo para el cálculo de los nodos aún tiene un grado de incertidumbre alto y por lo tanto, si se pretende realizar MPT tridimensionales en dados, solamente deberá calcularse la cara nodal C, limitándola a un valor de esfuerzo que varía entre $0,7f_c$ y $0,85f_c$, depende del tipo de nudo analizado.

Por otro lado, se concluye que a medida que se reduce el área de los pilotes, la relación demanda/capacidad se incrementa, lo anterior también tiene una connotación importante, ya que a pesar de que la carga de los puntales diagonales (del pilote a la pila) se reduce a medida que se incrementa la cantidad de pilotes, esta reducción de la carga no es proporcional a la reducción de la resistencia de los nodos, por lo anterior, se recomienda utilizar la menor cantidad de pilotes posibles si la geotecnia lo permite siempre y cuando se

utilicen diámetros de pilotes grandes cuando se utilice la metodología puntal tensor como base del diseño de dados.

Por otro lado, vemos como la resistencia al cortante calculada por el método de las secciones es adecuada independientemente del diámetro y número de pilotes; de aquí es importante resaltar que la relación demanda/capacidad calculada por el método de los elementos finitos podría estar subvalorada, aunque esta afirmación debe validarse con ensayos experimentales.

4.2.2. Estado límite de evento extremo

En la evaluación de los esfuerzos cortantes para el estado límite de evento extremo, lo primero que se menciona es que la relación demanda/capacidad aumenta con relación a las fuerzas del estado límite de resistencia, en este caso ninguna de las configuraciones de dado cumple el corte, sin embargo, hay que tener en cuenta que las fuerzas sísmicas analizadas en este estudio corresponden a valores provenientes de una zona de amenaza sísmica alta, por otro lado, se puede apreciar que el análisis de fuerza cortante se queda corto a la hora de evaluar dados de transferencia, principalmente por las grandes diferencias de relación demanda/capacidad presentadas para cada una de las caras del dado.

Dicho lo anterior, y tal y como se menciona en el anterior sub capítulo, es recomendable que, durante el proceso de diseño de los dados, se realice el chequeo únicamente de las caras nodales C en lugar de la verificación a cortante por el método a flexo cortante.

A continuación, se muestra el chequeo de los nodos CCC seguido de los nodos CCT en relación con el cortante para el estado límite de evento extremo:

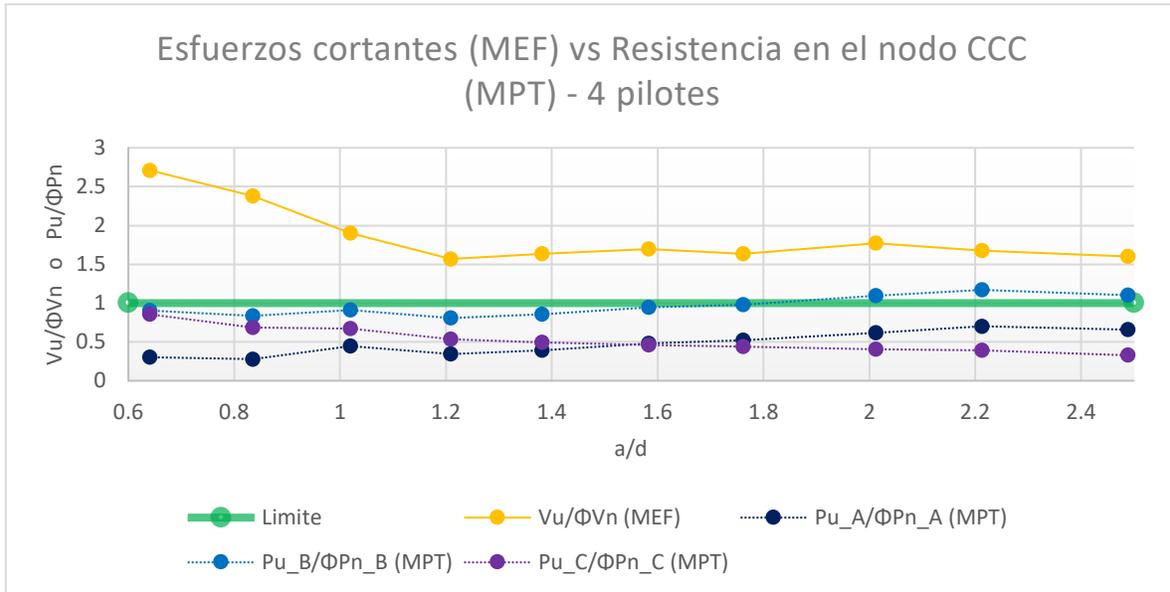


Figura IV.24 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 4 Pilotes – Todos los diámetros.

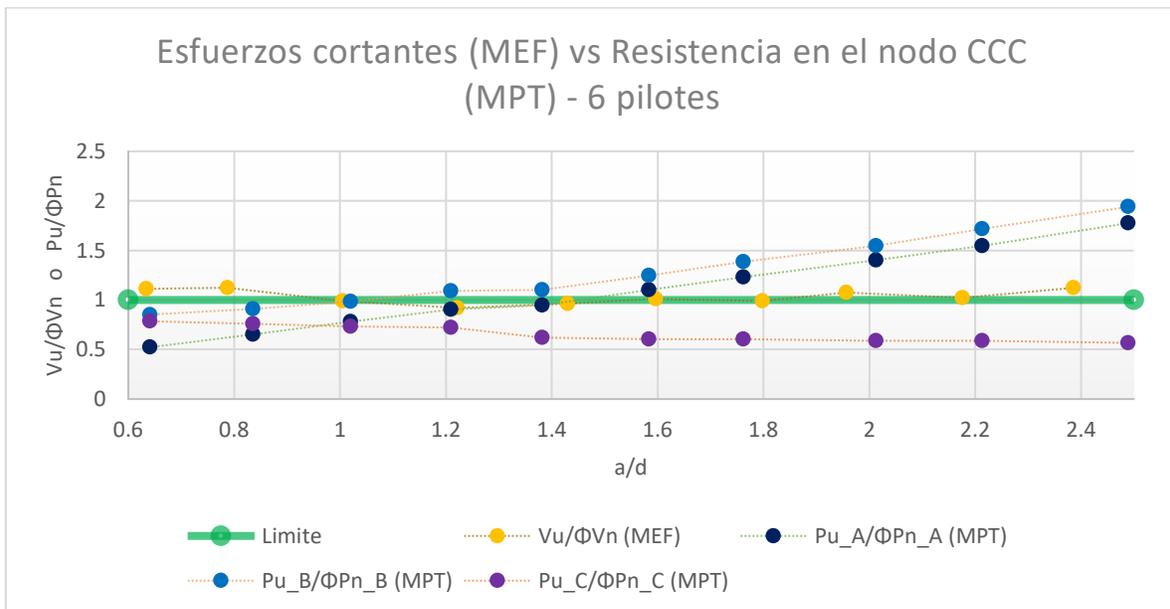


Figura IV.25 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 6 pilotes – todos los diámetros.

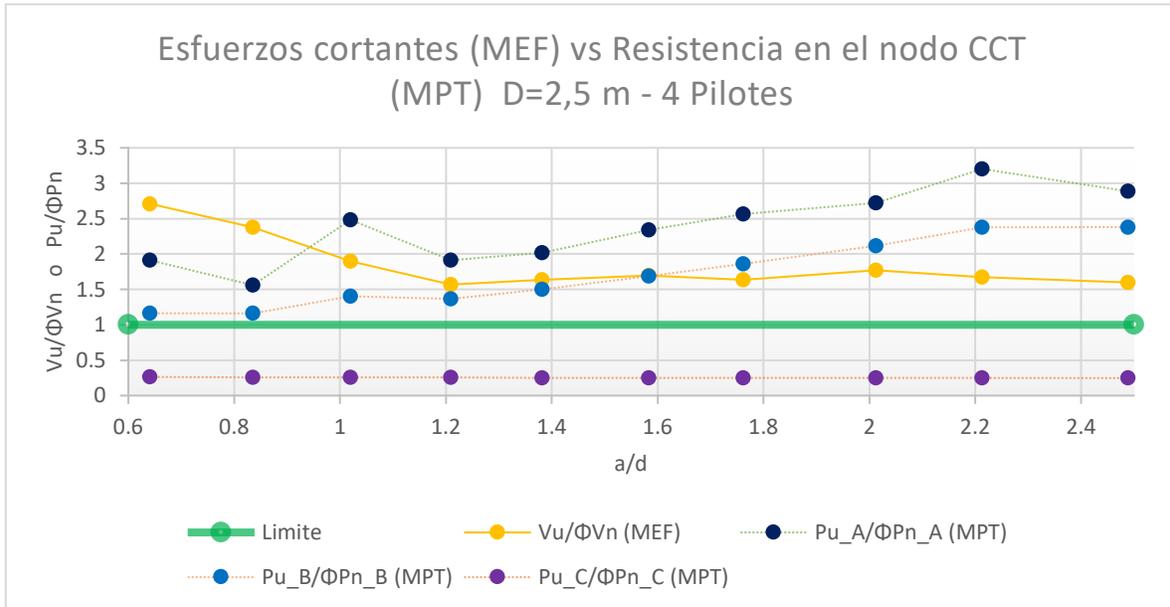


Figura IV.26 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 4 Pilotes.

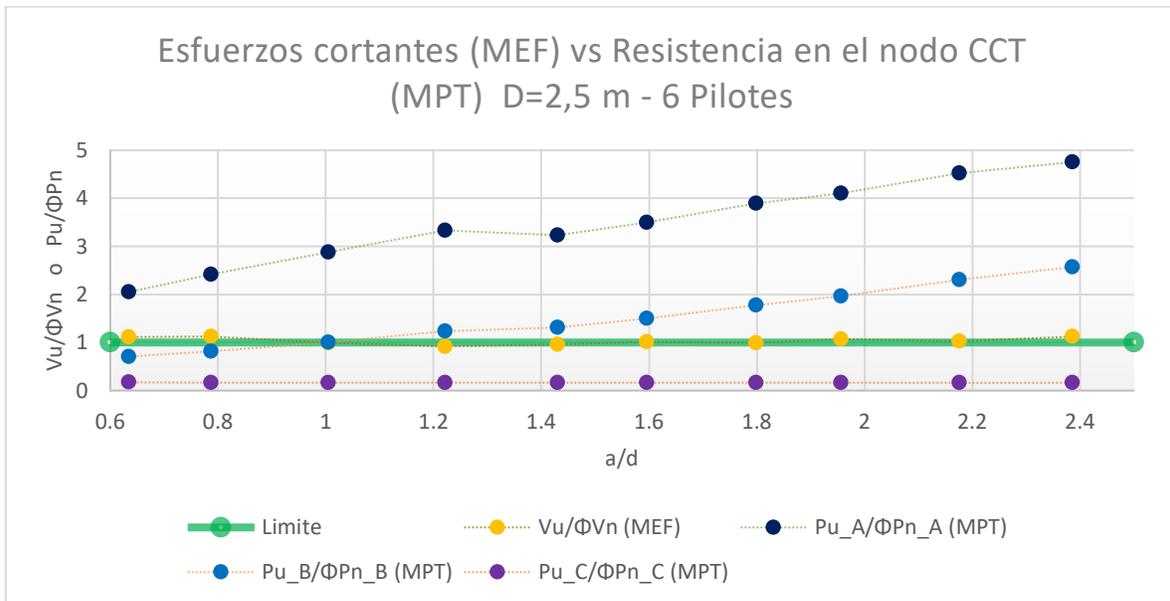


Figura IV.27 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 6 Pilotes.

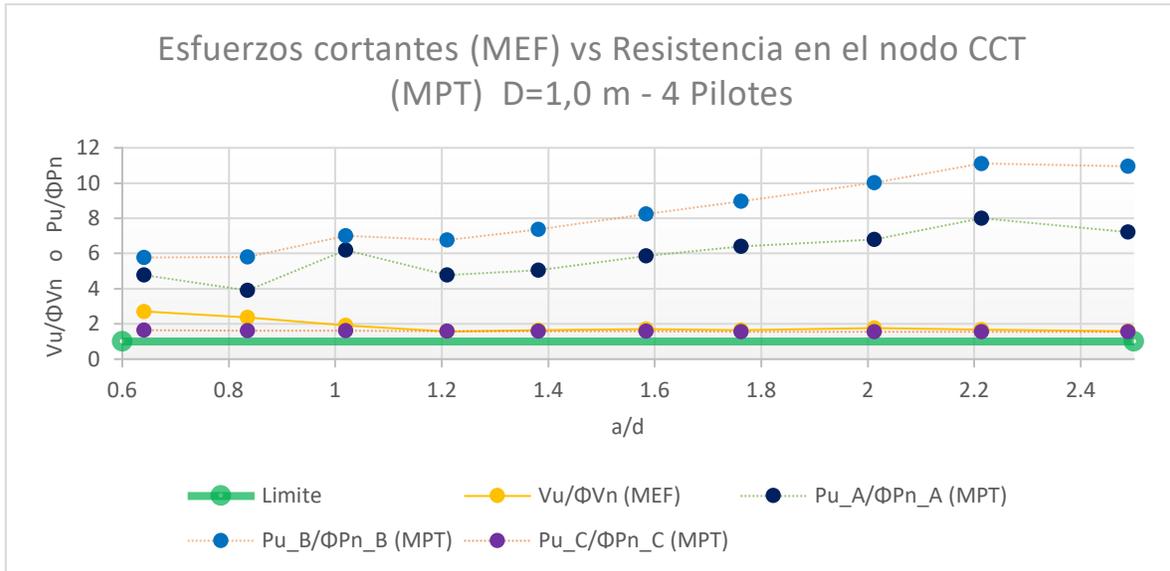


Figura IV.28 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 4 Pilotes.

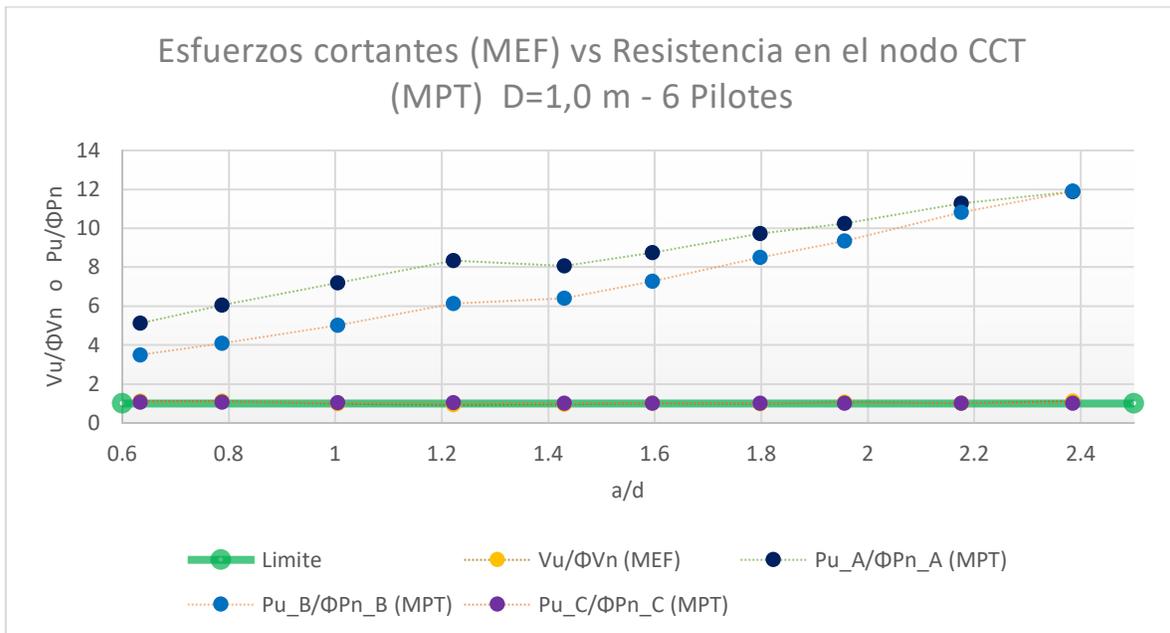


Figura IV.29 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 6 Pilotes.

Cabe anotar que los resultados para pilotes de 1,2 m a 2,0 m se muestran en el ANEXO 4.

Teniendo en cuenta las gráficas descritas anteriormente para los estados límite de resistencia y evento extremo, se concluye inicialmente que las revisiones de las caras nodales parecen bastante conservadoras y por lo tanto imprecisas a la hora de chequear los elementos MPT, se recomienda entonces limitar el esfuerzo actuante en pilotes y columnas a valores por debajo de $0,7f_c$ y $0,85f_c$ (Williams et. Al. 2011), es decir, realizar el chequeo únicamente de la cara nodal C, dicho lo anterior, se determina que se necesita mayor investigación experimental adicional para refinar el MPT en datos de transferencia, principalmente para la comprobación de zonas nodales

Según la metodología tradicional, el diseño por MPT, se debe basar en un proceso iterativo en el que el esfuerzo proveniente de los tensores inferiores, no supere el esfuerzo resistente de la cara A mostrada en el capítulo 3.3.4, aparentemente esta cara nodal es la más crítica teniendo en cuenta los resultados presentados en las gráficas anteriores.

Lo anterior se logra aumentando la altura del dado, así como trabajando pilotes con diámetros grandes, también se puede dar cumplimiento aumentando la distancia entre la superficie inferior del dado y el centro de masa del refuerzo.

4.3. LOCALIZACIÓN DEL REFUERZO PRINCIPAL

Como se ha mencionado anteriormente, la localización de los esfuerzos principales para los dados evaluados con MEF y MPT es bastante diferente, a continuación, se evidencia la localización de los esfuerzos principales para cada metodología, así como la disposición típica del refuerzo.

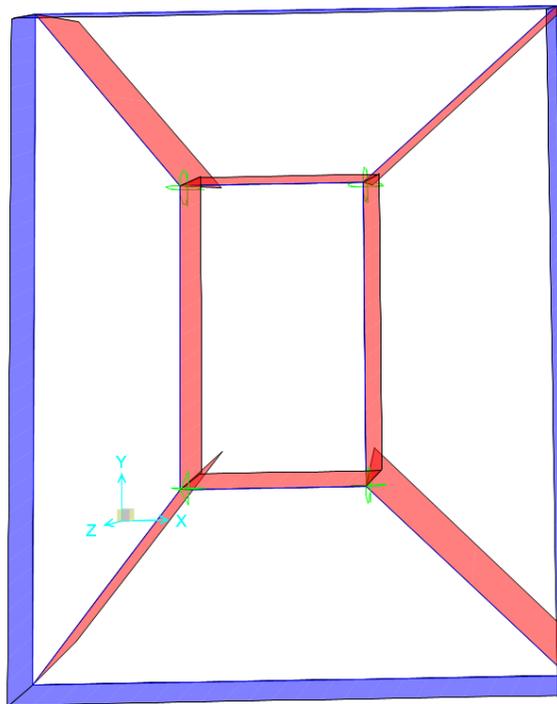


Figura IV.30 – Localización de esfuerzos principales (MPT)

En la figura anterior, los axiales en color azul corresponden a los tensores y los de color rojo a los puntales.

Cuando se modela un dado por el método puntal tensor, el refuerzo principal se limita a la cuerda que conecta los pilotes y al ancho de estos mismos, el refuerzo que se encuentre fuera de este margen simplemente se calcula como refuerzo de temperatura.

Un ejemplo del armado típico para un dado por el MPT se muestra a continuación:

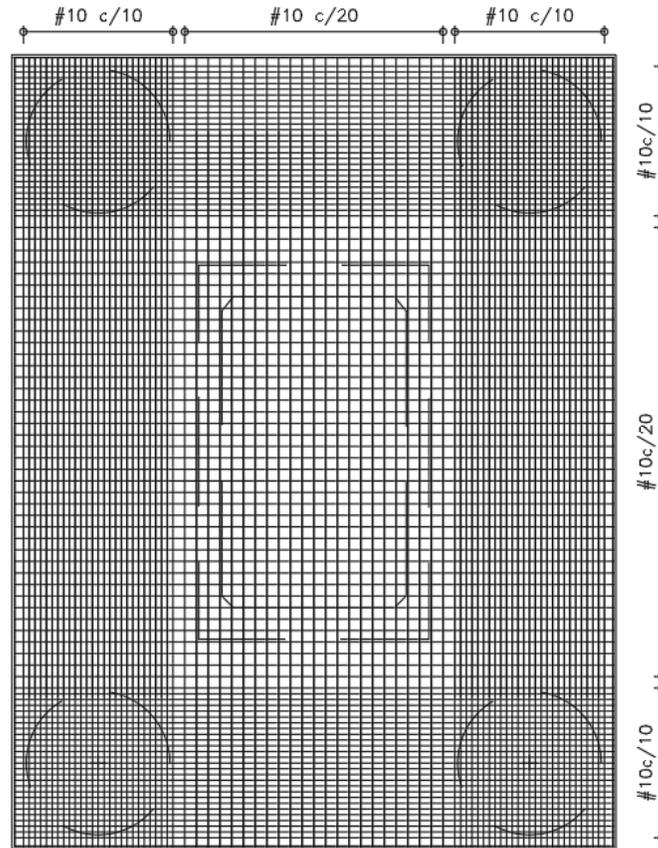


Figura IV.31 – Disposición habitual del refuerzo cuando el diseño se realiza por MPT

Por otro lado, en la siguiente imagen se puede evidenciar como los esfuerzos principales determinados por MEF marcados en color rojo, son significativamente mayores al del resto de la superficie en planta, se encuentran cercanos a la pila y por el contrario, los esfuerzos entre pilotes parecen corresponder a esfuerzos secundarios que no tienen ningún tipo de protagonismo en el diseño.

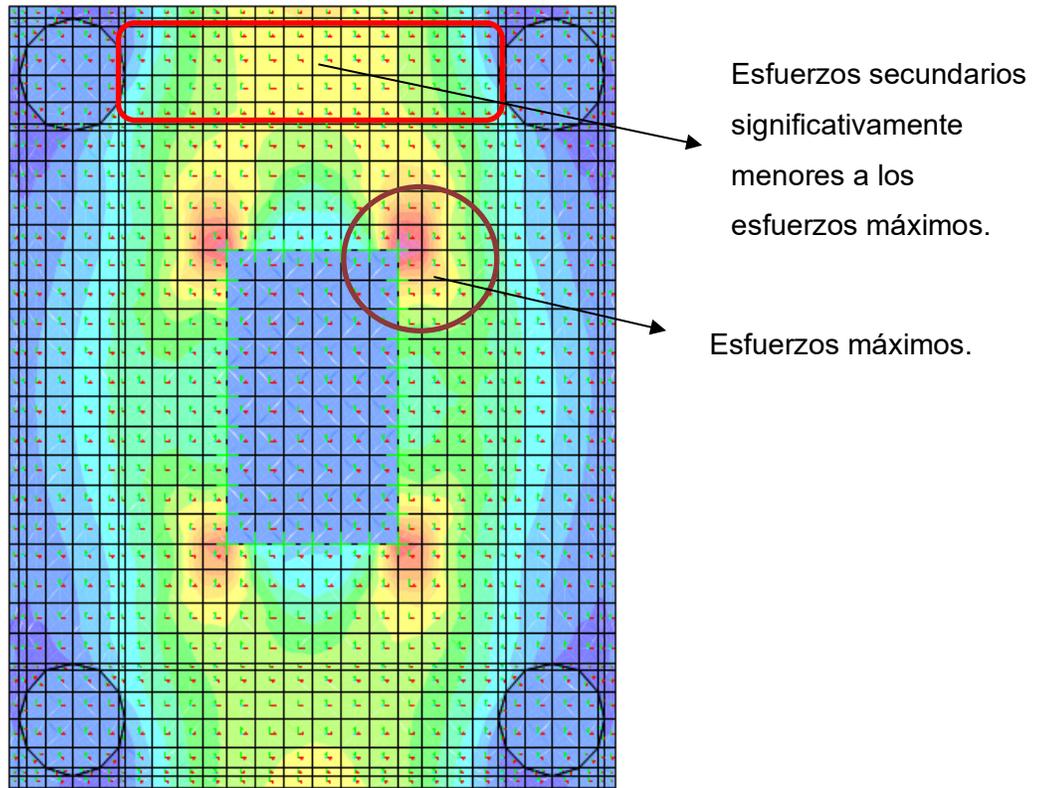


Figura IV.32 – Localización de esfuerzos principales (MEF)

La disposición habitual del refuerzo, cuando se calculan dados por MEF se muestra en la siguiente figura:

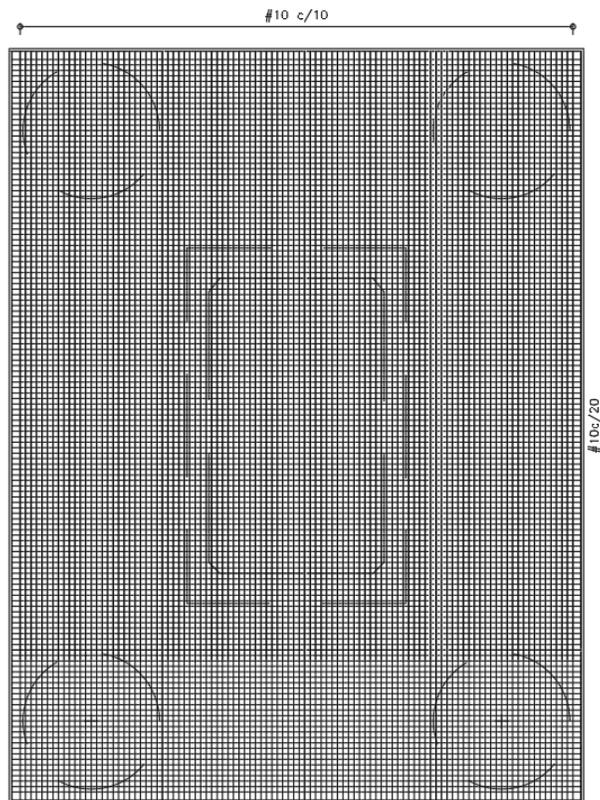


Figura IV.33 – Disposición habitual del refuerzo cuando el diseño se realiza por MEF.

Dicho lo anterior, se puede deducir que aunque el área de refuerzo por metro de ancho calculada para los MPT es mayor que la de MEF, existe un acercamiento entre ambos métodos, esta es la razón por la que los dados diseñados bajo esta metodología siguen funcionando adecuadamente, sin embargo, se requieren comparaciones con datos experimentales para verificar que los dados que hayan sido diseñados por MEF y que presenten bajas excentricidades no estén presentando microfisuras en la superficie inferior de la zapata.

4.1. VERIFICACIÓN DEL ANCLAJE DEL REFUERZO

Por último, es importante verificar la longitud de desarrollo disponible de los dados teniendo en cuenta que, para la mayoría de los casos, el refuerzo requerido en la parte inferior, para un nivel de cargas elevado, corresponde a diámetro de barra por encima de No 10.

Por otro lado, y teniendo en cuenta las ecuaciones presentadas en el capítulo 3.3.4.2.1.3 y sin tener en cuenta la zona nodal extendida, la longitud de anclaje disponible para todos los diámetros se muestra a continuación:

Diámetro	Longitud de anclaje disponible (m)
2,5	2,53
2,0	2,06
1,8	1,87
1,5	1,59
1,2	1,31
1,0	1,12

Tabla IV.3 – Longitud de anclaje disponible según el diámetro

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, La longitud de desarrollo máxima a tracción para un concreto de 28 MPa y calculada mediante el numeral 5.11.2.4 de la CCP14 se muestra a continuación:

Barra	Ldh para 28MPa
No. 2	0,15
No. 3	0,20
No. 4	0,25
No. 5	0,35
No. 6	0,40
No. 7	0,45
No. 8	0,50
No. 9	0,55
No. 10	0,65

Barra	Ldh para 28MPa
No. 11	0,70
No. 14	0,85
No. 18	1,10
10+10	0,78
11+10	0,84
11+11	0,84
14+10	1,02
14+11	1,02
14+14	1,02
18+10	1,32
18+11	1,32
18+14	1,32
18+18	1,32

Tabla IV.4 – Longitud de desarrollo máxima *ldh* para tensores.

Fuente: Elaboración propia

Como se puede ver, para dados con pilotes iguales o menores a 1,2 m de diámetro, es recomendable aumentar la distancia del borde del pilote al borde del dado cuando se usan paquetes de barras que incluyan un diámetro de 57,15 mm o No 18, sin embargo, este diámetro es poco usado en Colombia y por lo tanto, el diseño para todos los dados se puede dar como satisfactorio en términos de anclaje requerido.

Por otro lado, se recomienda que la distancia mínima del borde del pilote al borde del dado sea de 25 cm.

Capítulo V

CONCLUSIONES

Después de comparar a profundidad el diseño de dados de transferencia por medio de las metodologías MPT y MEF se concluye lo siguiente:

El área de refuerzo inferior por metro de ancho calculada para dados mediante el MPT es mayor a la calculada por MEF para todas las condiciones de análisis presentadas, sin embargo, se evidencia que eventualmente se podría diseñar el dado por flexo - cortante si el refuerzo se calcula para resistir las solicitaciones provenientes del estado límite de evento extremo, en donde se presentan grandes excentricidades que producen un aumento significativo del refuerzo por MEF y por otro lado no incrementan tanto la sollicitación de los tensores por MPT.

Por otro lado, si se quisiera utilizar el MEF para el cálculo del refuerzo inferior en elementos tipo Shell, se recomienda que el diámetro de los pilotes sea de por lo menos 2,5 m, y la relación a/d inferior a 1, de lo contrario, se pueden presentar alejamientos significativos en los resultados del refuerzo principal.

- La altura del dado tiene un papel fundamental a la hora de calcular el refuerzo inferior por MPT; Entre mayor sea la altura del dado, menor será la sollicitación axial del tensor inferior y por lo tanto menor será el área de acero requerida, por otro lado, la variación de altura diseñando el dado por MEF por elementos planos no tiene una representación significativa en el resultado final del acero de refuerzo.
- El diseño por MPT tiene una ventaja notable con respecto al diseño por MEF, lo anterior teniendo en cuenta que el acero requerido por MPT estará limitado al diámetro del pilote y por lo tanto el área de refuerzo fuera de este ancho podrá reducirse a un refuerzo por temperatura; en el caso de los dados calculados por MEF, el refuerzo principal calculado deberá ocupar todo el ancho y largo del dado
- Aunque no es racional hablar de esfuerzos cortantes en un modelo puntal tensor, el diseño a cortante podría ser válido para dados de transferencia dejando en claro que esta metodología sería poco conservadora a la hora de calcular las relaciones

demanda/capacidad a corte en el dado, en lugar de esto, se recomienda limitar el esfuerzo a compresión transmitido hacia los pilotes o la pila teniendo en cuenta la complejidad para calcular las zonas nodales tridimensionales.

- Por otro lado, en los casos en donde se presenten dados que puedan representarse con MPT en dos dimensiones, como por ejemplo dados con dos pilotes. Se recomienda iniciar el diseño revisando la cara A de la zona nodal CCT (en la unión pilote dado), a partir de allí, se deberá realizar un proceso iterativo hasta dar cumplimiento total a la cara nodal mencionada, los resultados muestran que cuando las zonas nodales no presentan geometrías complicadas de calcular, la relación demanda/capacidad crítica se presenta en la cara A del nodo CCT.
- El uso de una amplia gama de diámetros en este trabajo, logro determinar que es preferible diseñar dados con diámetros por encima de los 2,5 m para cargas provenientes de viaductos de grandes luces, sin embargo, si por requerimientos constructivos o geotécnicos se decide utilizar una mayor cantidad de pilotes con diámetros pequeños, se deberá tener especial cuidado a la hora de revisar las caras nodales C, en donde se deberán limitar los esfuerzos a compresión de los pilotes tal y como se mencionó anteriormente; Este trabajo podrá servir de guía para determinar los modelos puntal tensor que generen las menores solicitaciones axiales en los puntales y por lo tanto se logre transferir el menor esfuerzo posible a los pilotes y la pila diseñados.
- La propuesta presentada para el chequeo de las caras nodales A y B, evidenció que el cálculo del área resistente en las zonas nodales es mucho más complejo de lo que se podría determinar mediante una metodología lógica simplificada basada en áreas aferentes, lo anterior teniendo en cuenta los resultados sumamente conservadores de demanda/capacidad para el chequeo de estos nodos, se deberán seguir estudiando las zonas nodales para modelos tridimensionales tanto analítica como experimentalmente, se deja como precedente que al parecer las áreas resistentes de las caras nodales A y B son mucho mayores a lo que se ha trabajado en la literatura actual sobre el tema.

- Después de revisar las longitudes de anclaje para cada uno de los diámetros analizados, se concluye que la longitud de desarrollo del refuerzo inferior del dado de transferencia es satisfactoria para todos los diámetros comerciales utilizados en Colombia, se recomienda utilizar una distancia del pilote al borde del dado de mínimo 20 cm.
- El presente estudio se encarga de realizar la comparación teórica entre dados de transferencia modelados como elementos planos 2D en elementos finitos, contra modelos puntal tensor, sin embargo, se deja abierto para seguir estudiando modelos de elementos finitos en tres dimensiones.

REFERENCIAS

American Association of state Highway and transportation officials. (2017). AASHTO LRFD Bridge design specifications. Washington DC.

Archer, J. (2021). Consistent Matrix Formulations for Structural Analysis Using Finite-Element Techniques. TRW Systems Groupj Redondo Beach, Calif.. Retrieved 6 April 2021, from.

Asociación colombiana de ingeniería sísmica - AIS. (2014). Norma Colombiana de diseño de puentes CCP14. Bogotá D.C.

Bircher, D., Tuchscherer, R., Huizinga, M., Bayrak, O., Wood, S., & Jirsa, J. (2009). Strength and Serviciability Design of Reinforced Concrete Deep Beams. Texas Department of transportation.

Bowles, J. (1997). Foundation Analysis and design (5th ed.). McGraw Hill.

Collins, M., & Mitchell, D. (1986). Shear and torsion design of prestressed and non-prestressed concrete beams.

Chen W.,Salah E. (2018). Structural concrete, Strut-and-tie models for unified design.

Do, T., Lawrence, A., Tia, M., (2014). Determination of required insulation for preventing early-age cracking in mass concrete footings.

Grandic, D., & Grandic, I. (2015). Shear resistance of reinforced concrete beams in dependence on concrete strength in compressive struts. Tehnicki Vjesnik. Retrieved 6 April 2021, from.

Hawlieh, R.A., Rahman, A., (2010). Nonlinear finite element análisis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads.

- Hrennikoff, A. (1941). Solution of Problems of Elasticity by the Framework Method.
- Ismail, K., Guadagnini, M., & Pilakoutas, K. (2018). Strut-and-Tie Modeling of Reinforced Concrete Deep Beams. American Society Of Civil Engineers - ASCE. Retrieved 5 April 2021, from.
- J Padilla Ingeniería. (2021). Planos estructurales de puente Fonce k2+245 [Image]. Retrieved 1 April 2020, from.
- Kani, G. (1967). How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams?. ACI Journal Proceedings.
- Levy, S. (1953). Structural Analysis and Influence Coefficients for Delta Wings. National Bureau Of Standards. Retrieved 5 April 2021, from.
- Liang, Q., Xie, Y., & Steven, G. (2000). Topology Optimization of Strut-and-Tie Models in Reinforced Concrete Structures Using an Evolutionary Procedure. ACI Structural Journal, (97-s36). Retrieved 5 April 2021, from.
- Llopiz, C. (2009). Hormigon II. Universidad Nacional de Cuyo.
- Melosh, R. (1963). Basis for Derivation of Matrices for the Direct Stiffness Method. Philco Corporation, Palo Alto, Calif.. Retrieved 6 April 2021, from.
- Mörsch, E. (1908). Der eisenbeton. Seine theorie und auwendung. Wittwer.
- Ritter, W. (1899). Construction techniques de Henebique. Schwizerische Bauzeitung.
- Rojas Reyes, W. (2014). Comparación de Esfuerzos Cortantes en Vigas de Concreto Reforzado de Gran Altura, Mediante el Método de los Elementos Finitos y el Modelo Puntal - Tensor. (Ingeniero). Universidad Nacional de Colombia.
- Schlaich, J., & Schäfer, K. (1991). Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models (69th ed.). The structural engineer.

Tórtola M, Rubio L, Sosa P. (2017). Modelos mecánicos para el diseño de encepados de tres y cuatro pilotes solicitados por cargas centradas y excéntricas.

Turner, M., Dill, E., Martin, H., & Melosh, R. (1958). Large deflections of structures Subjected to Heating and External Loads. Boeing Airplane Company And University Of Washington. Retrieved 6 April 2021, from.

U.S. Department of transportation - Federal highway administration. (2017). Strut-and-Tie Modeling (STM) for Concrete Structures, Design examples. Arlington, VA: Michael Baker International.

Vázquez, M., & López, E. (2001). El método de los elementos finitos aplicado al análisis estructural. Editorial Noela.

Williams, C., Deschenes, D., & Bayrak, O. (2011). Strut-and-Tie Model Design Examples for Bridges: Final Report. Center for transportation research at the university of Texas Austin.

Williams, C., Deschenes, D., & Bayrak, O. (2012). Strut and tie Model Design Examples for Bridges: Final Report. Texas department of transportation.

Yang, Y., Moen, C., & Guest, J. (2014). Three-Dimensional Force Flow Paths and Reinforcement Design in Concrete via Stress-Dependent Truss-Continuum Topology Optimization. American Society Of Civil Engineers - ASCE. Retrieved 5 April 2021, from.

Xia, Yi., Langelaar, M., Hendrix, M., Automated optimization-based generation and quantitative evaluation of strut-and-tie models.

ANEXO 1

RESULTADOS DE MPT Y MEF PARA E.L. RESISTENCIA.

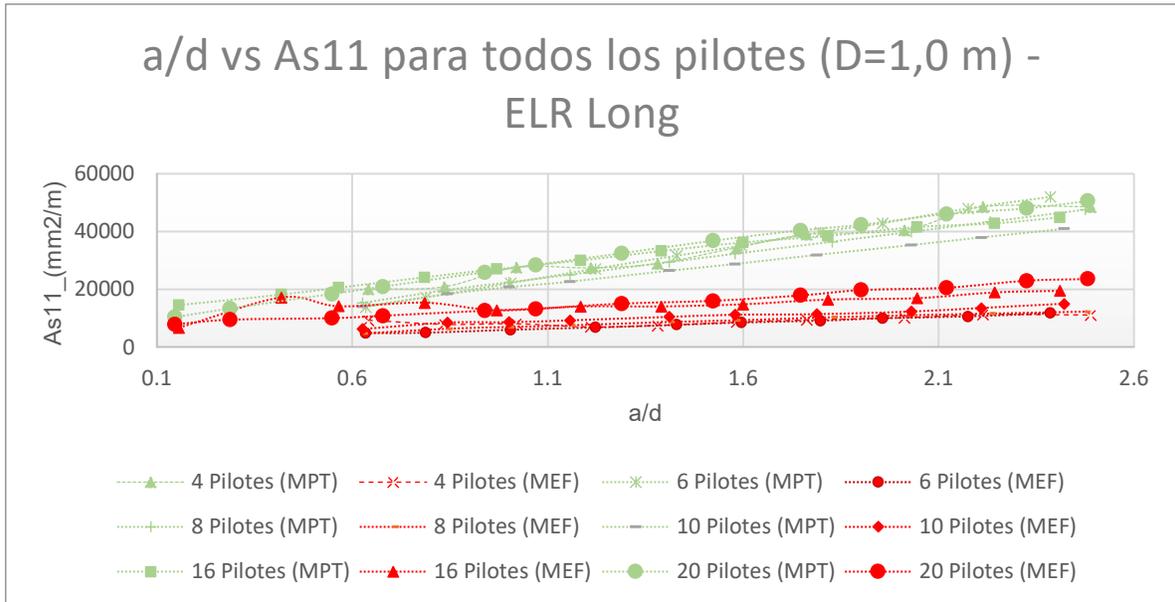


Figura V.1 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Long.

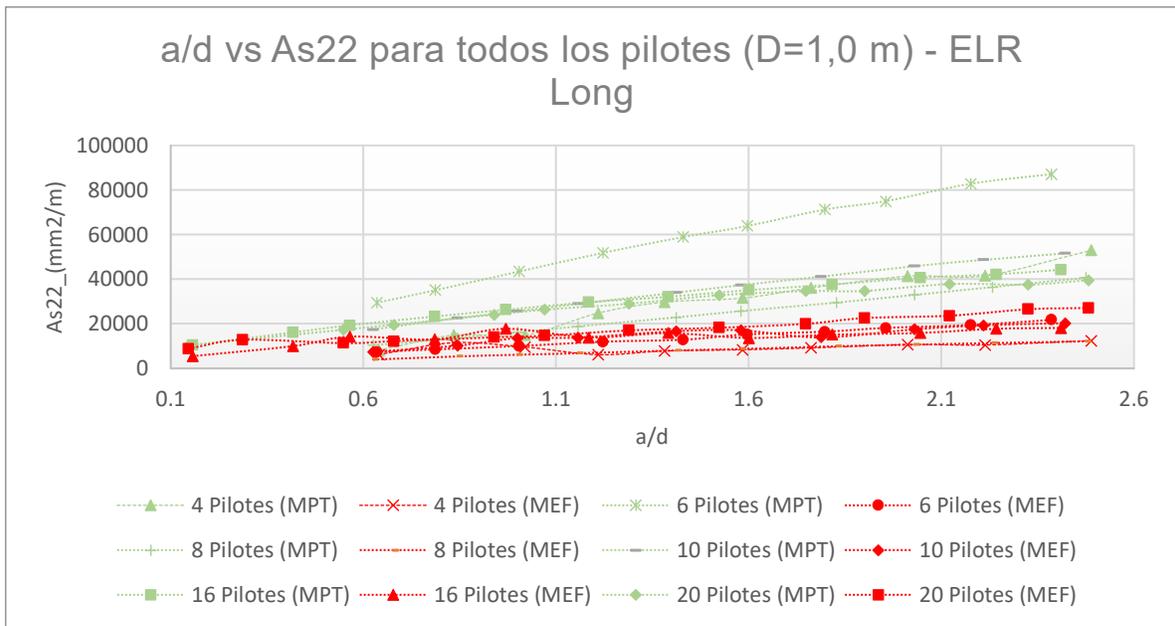


Figura V.2 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Long.

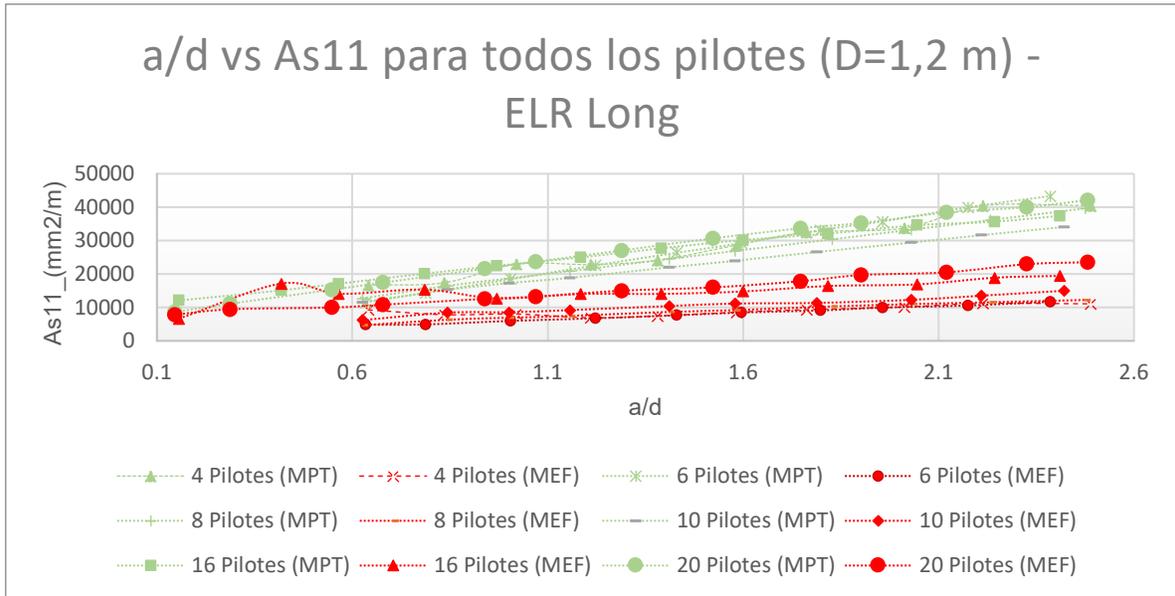


Figura V.3 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELR Long.

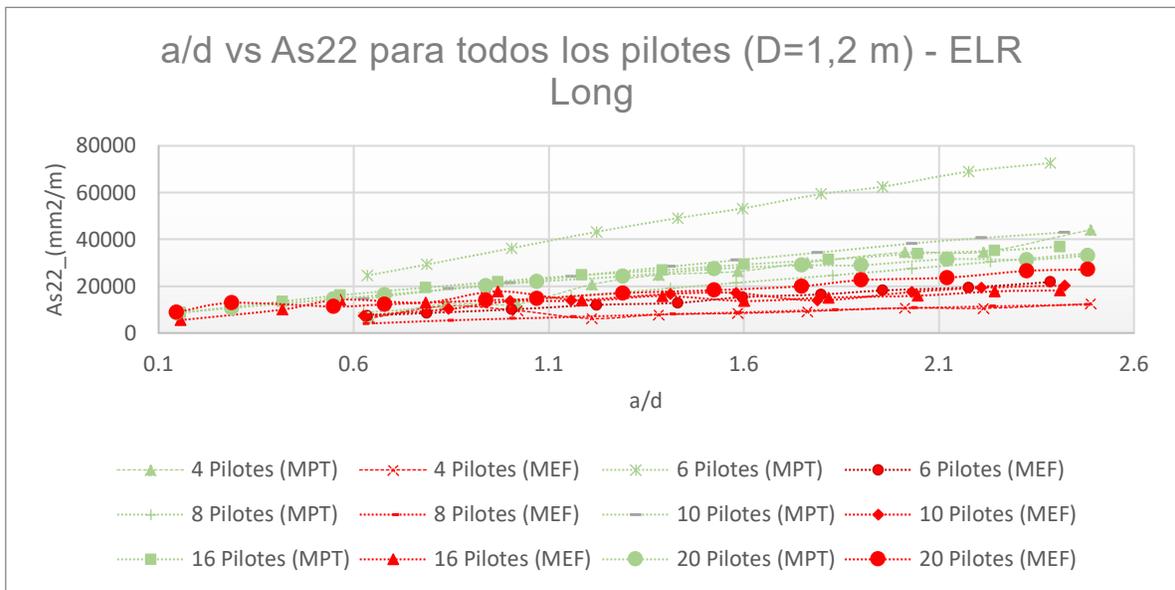


Figura V.4 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELR Long.

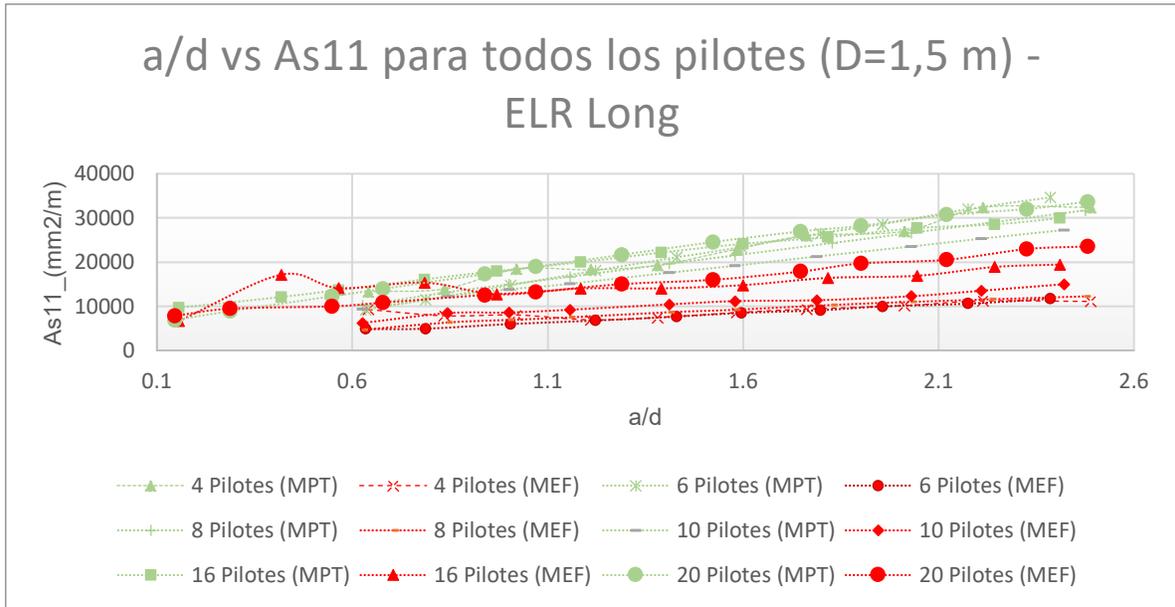


Figura V.5 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELR Long.

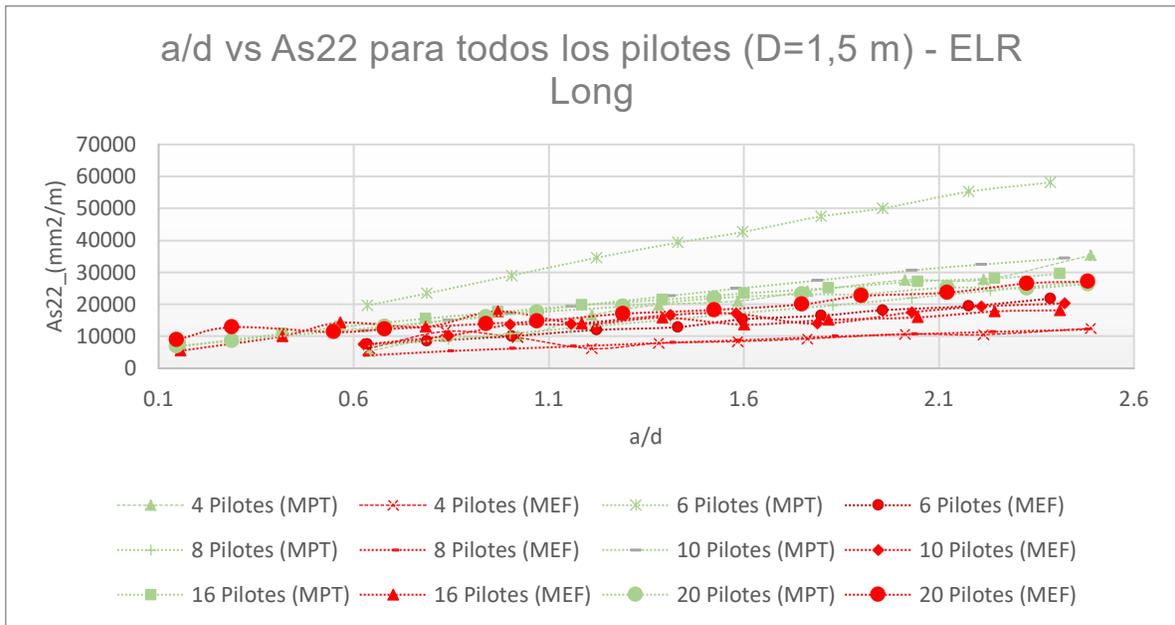


Figura V.6 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELR Long.

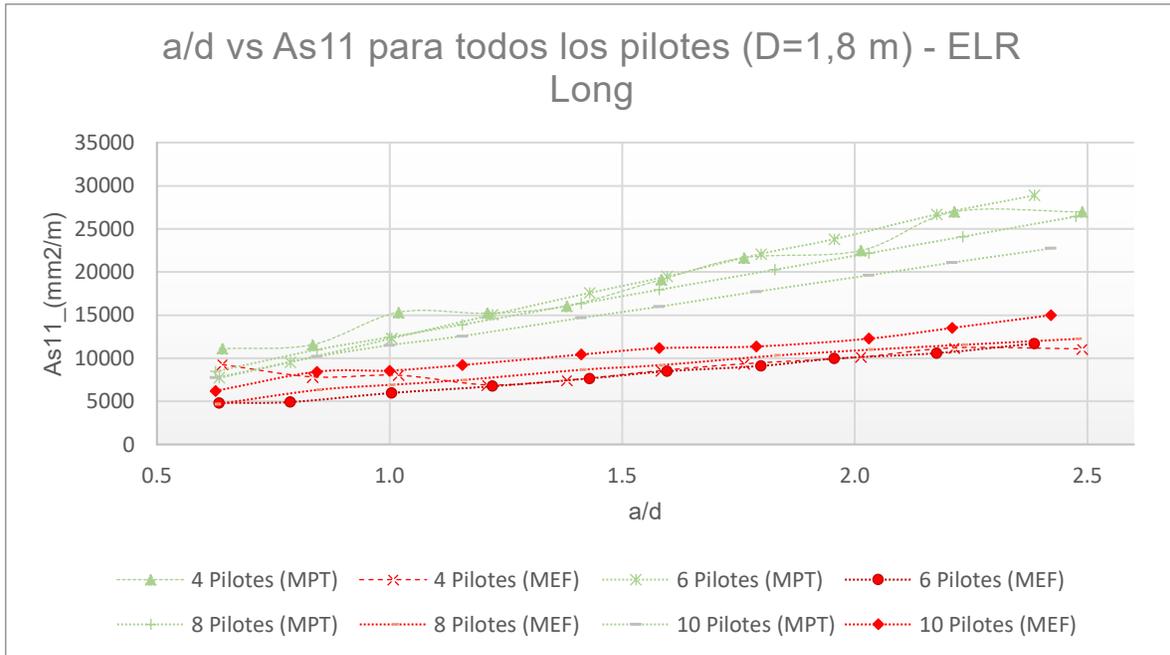


Figura V.7 a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELR Long.

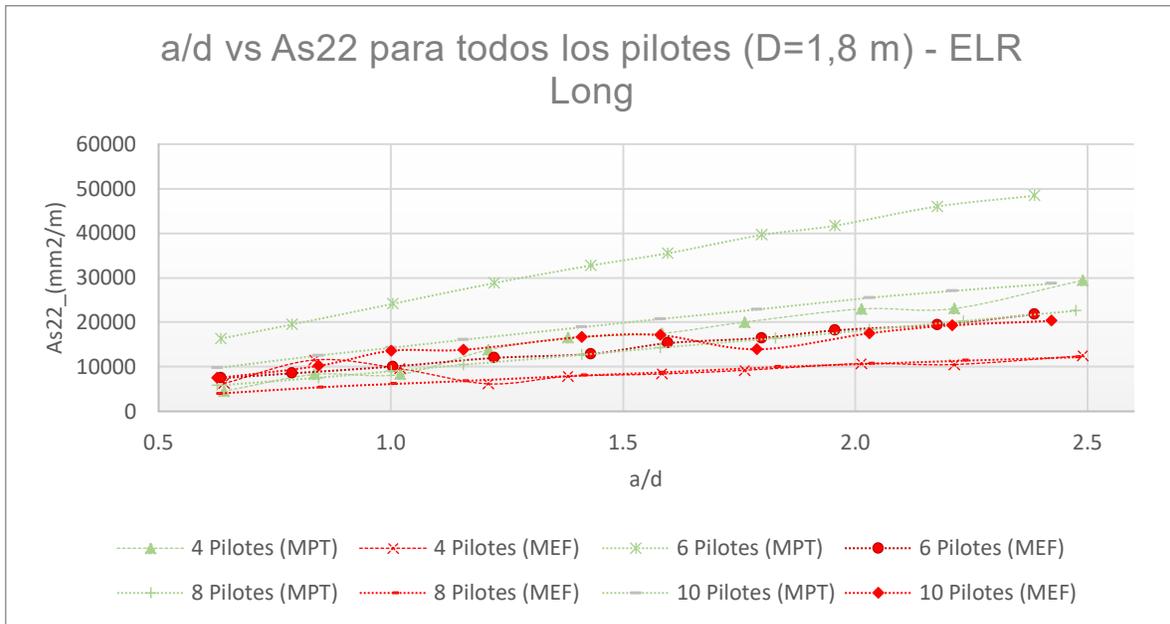


Figura V.8 a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELR Long.



Figura V.9 a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELR Long.

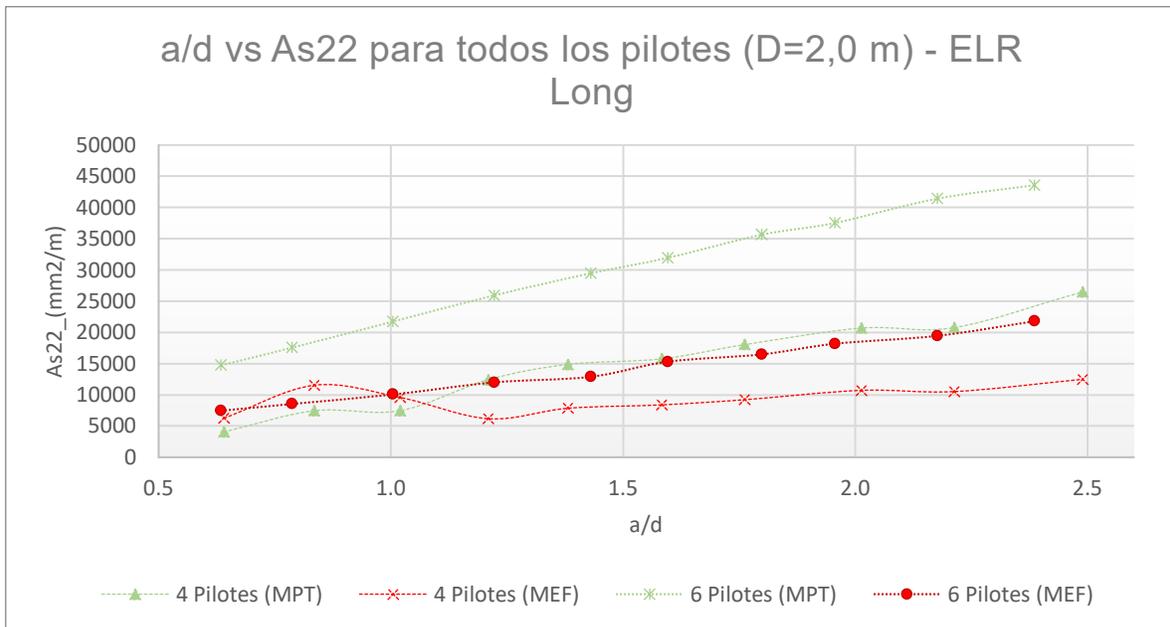


Figura V.10 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELR Long.

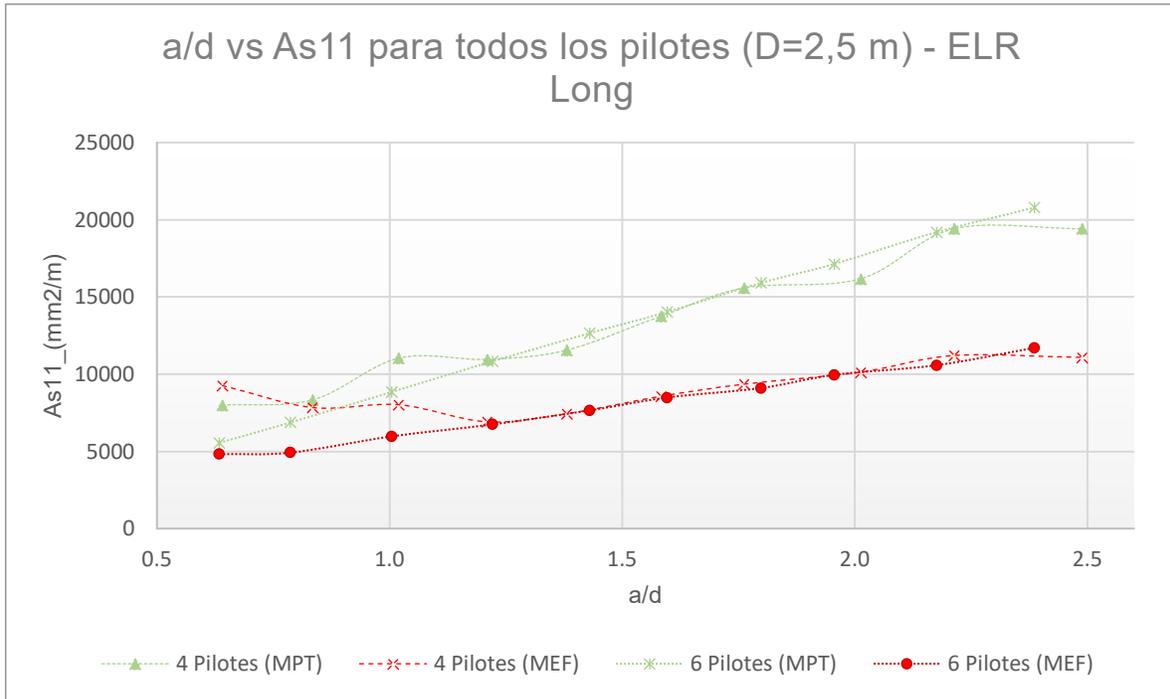


Figura V.11 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Long.

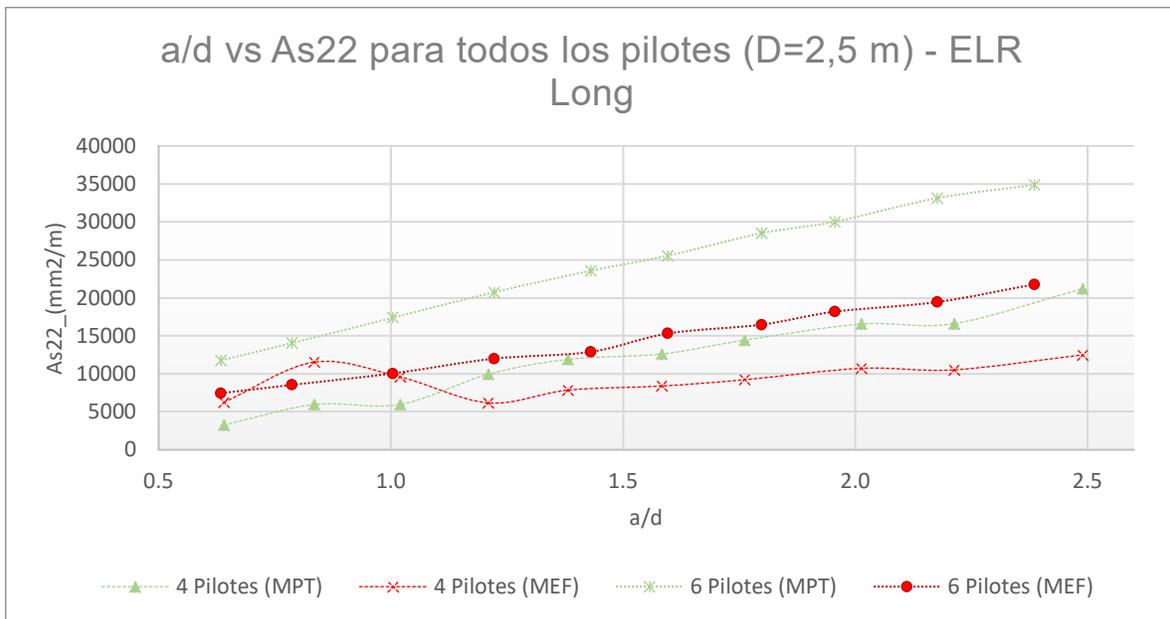


Figura V.12 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Long.

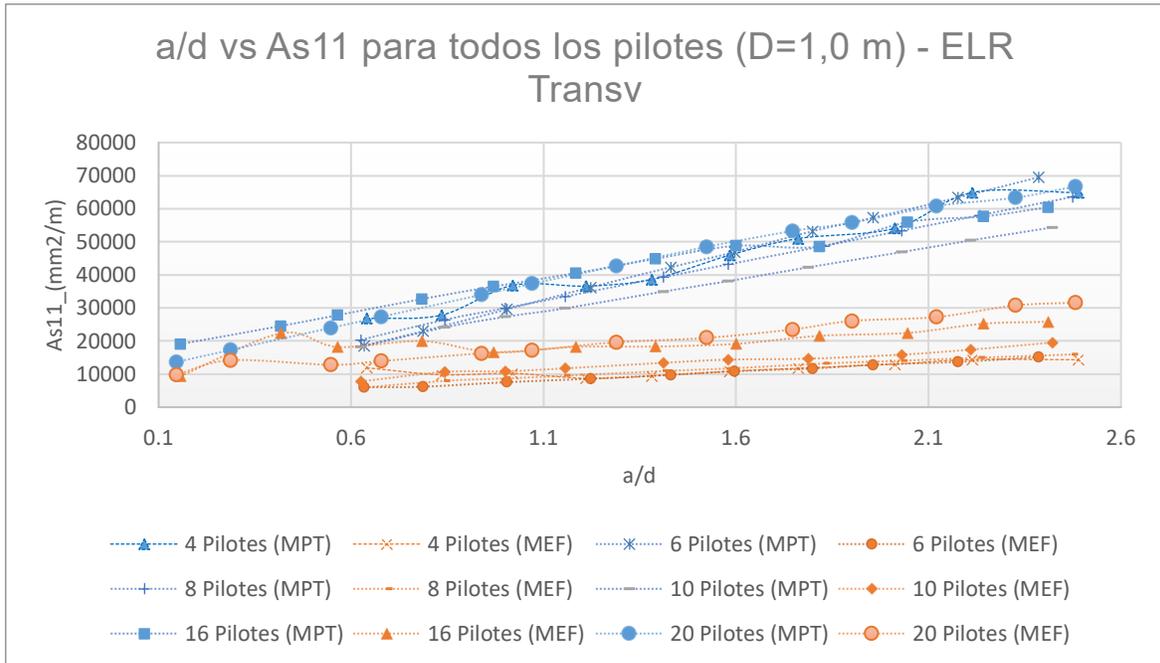


Figura V.13 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Transv.

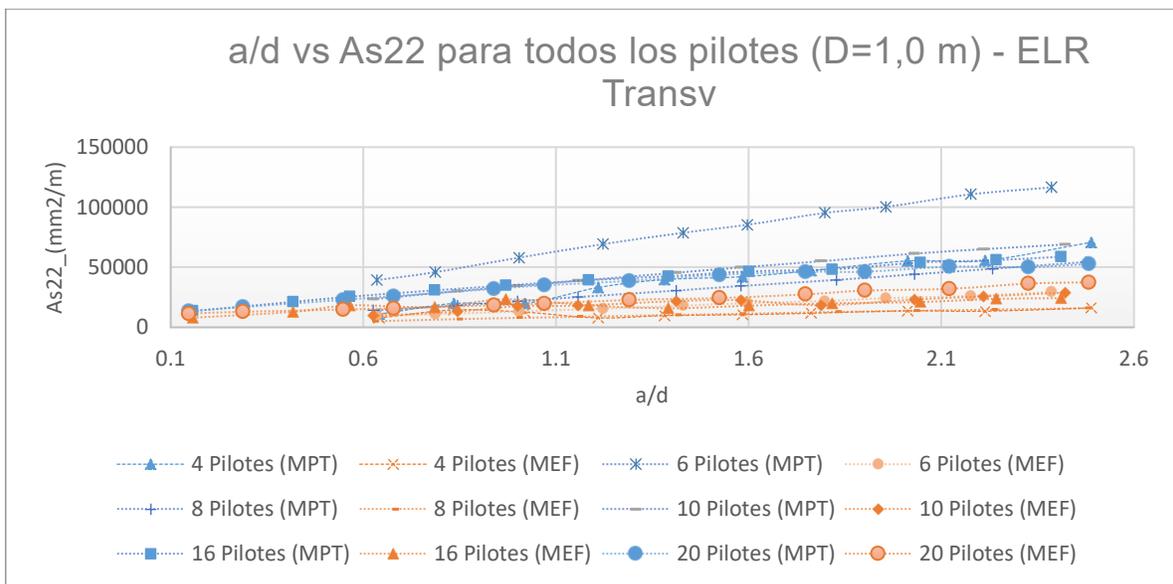


Figura V.14 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELR Transv.

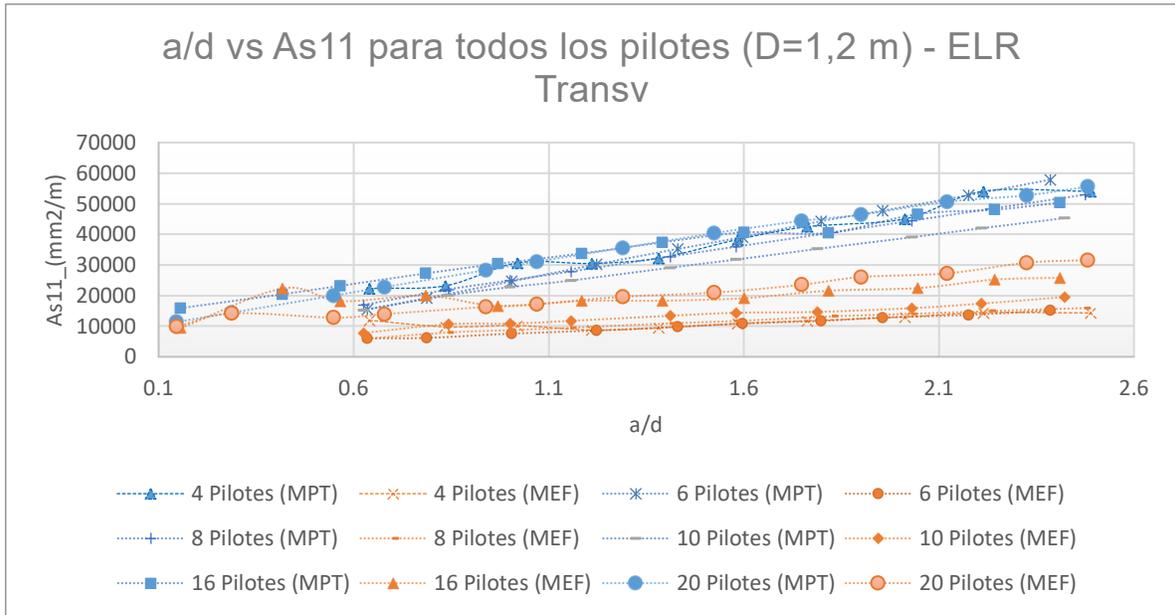


Figura V.15 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELR Transv.

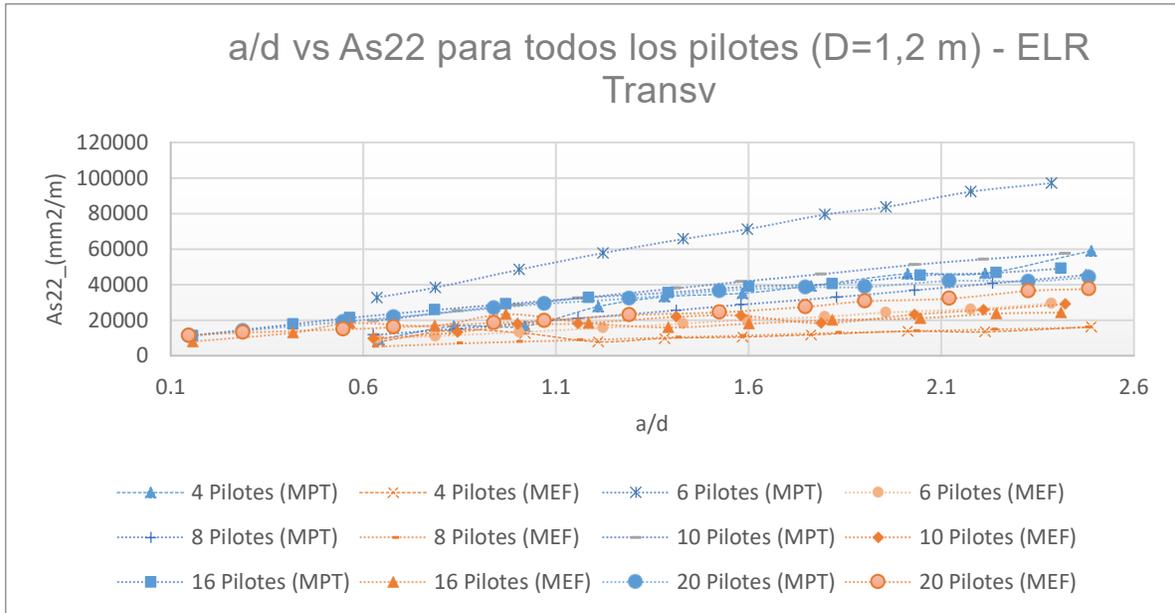


Figura V.16 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELR Transv.

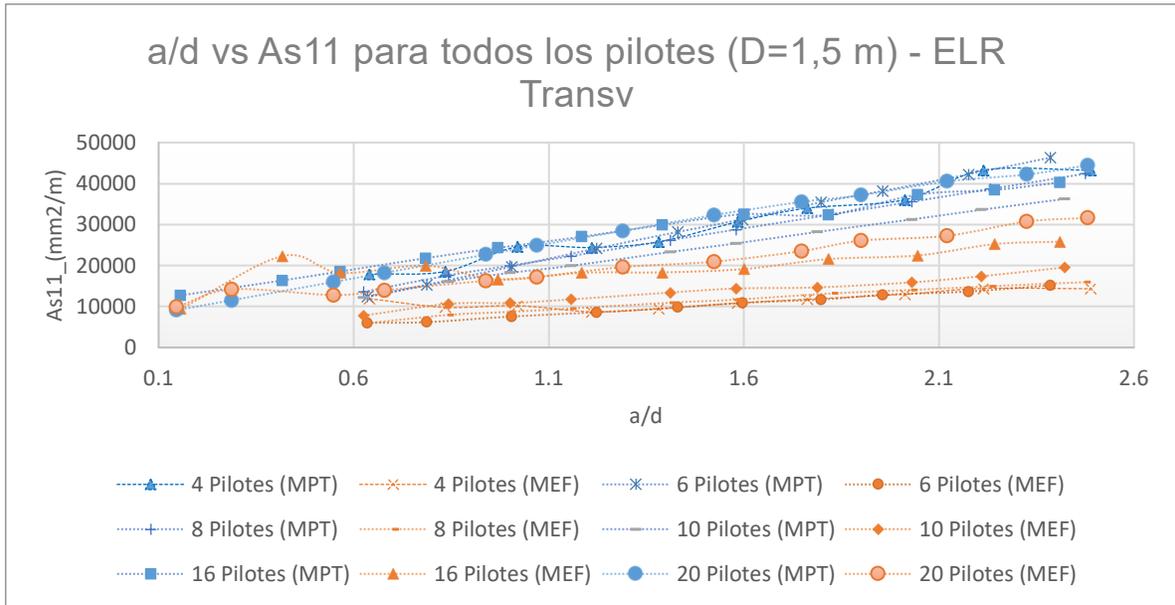


Figura V.17 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELR Transv.

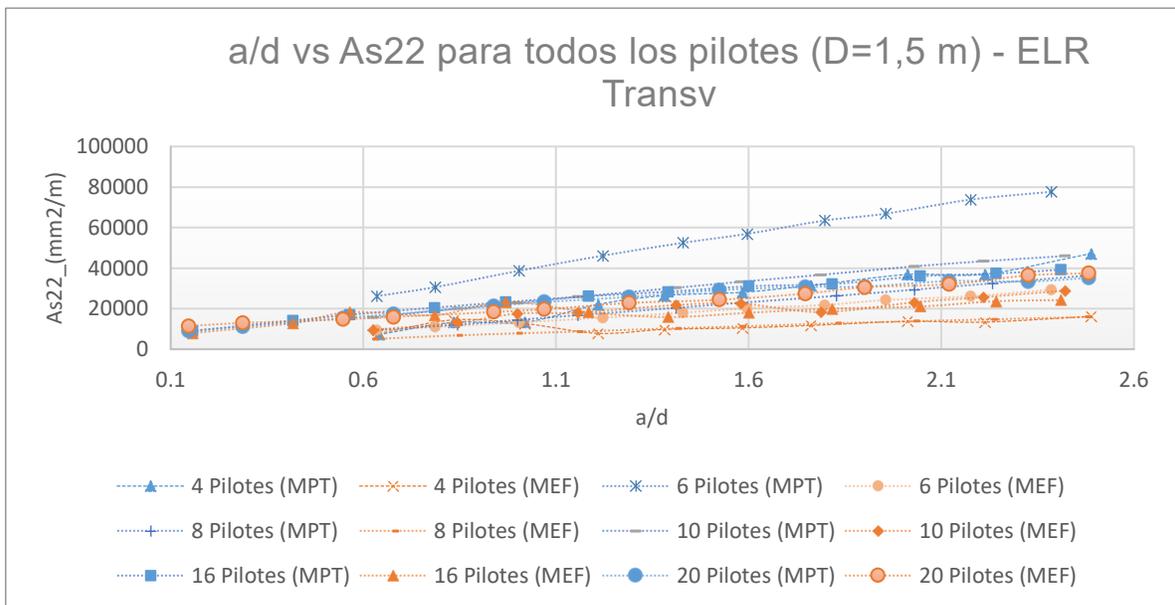


Figura V.18 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELR Transv.

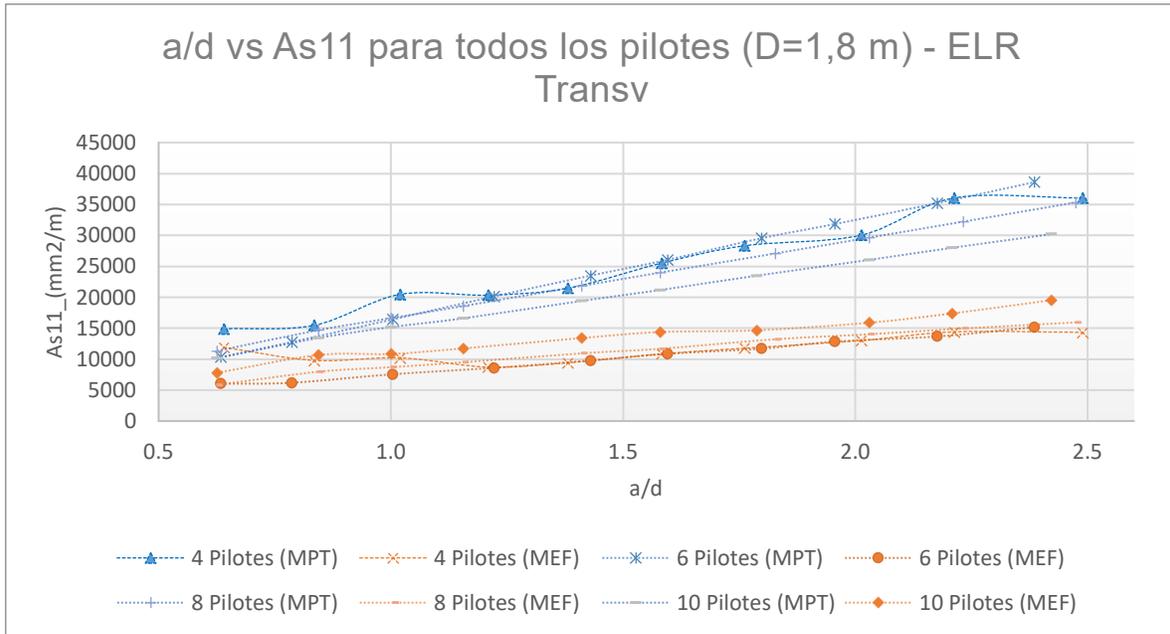


Figura V.19 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELR Transv.

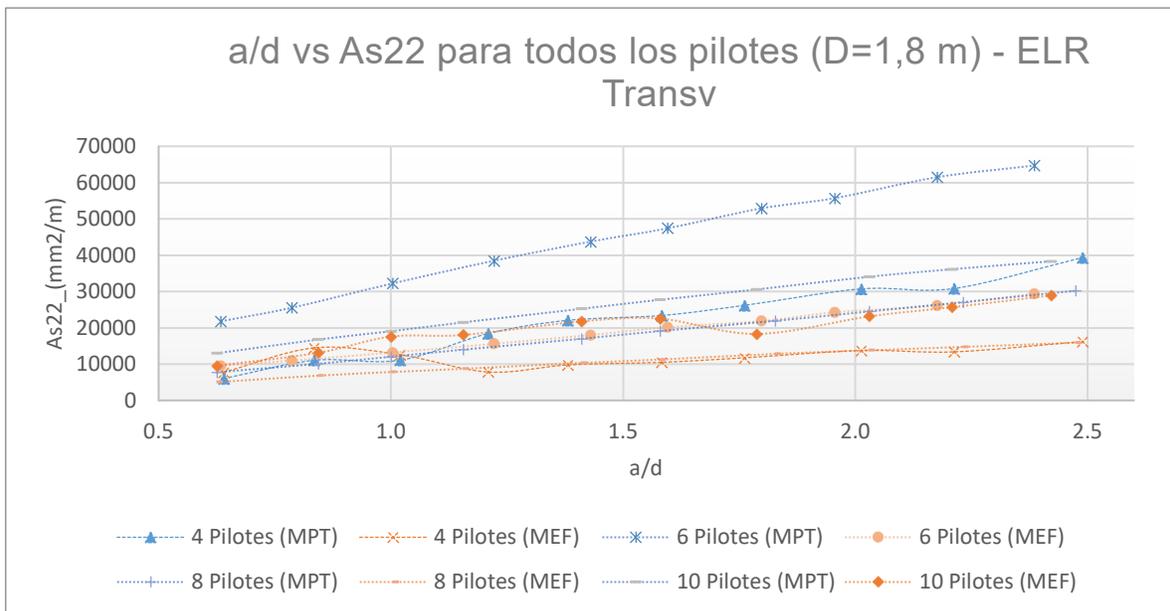


Figura V.20 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELR Transv.

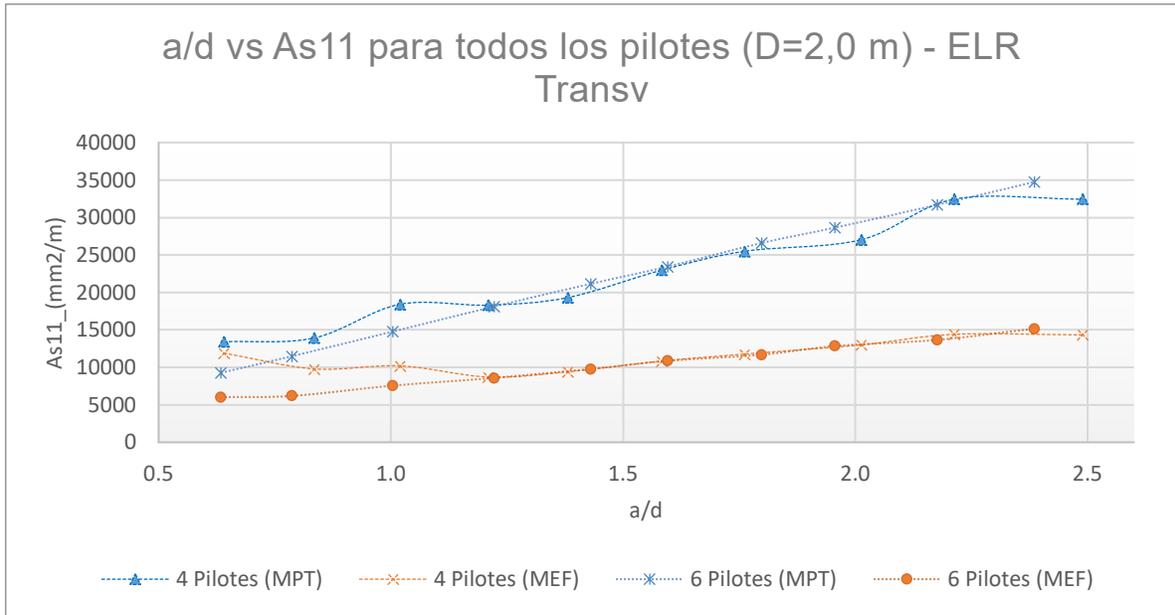


Figura V.21 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELR Transv.



Figura V.22 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELR Transv.

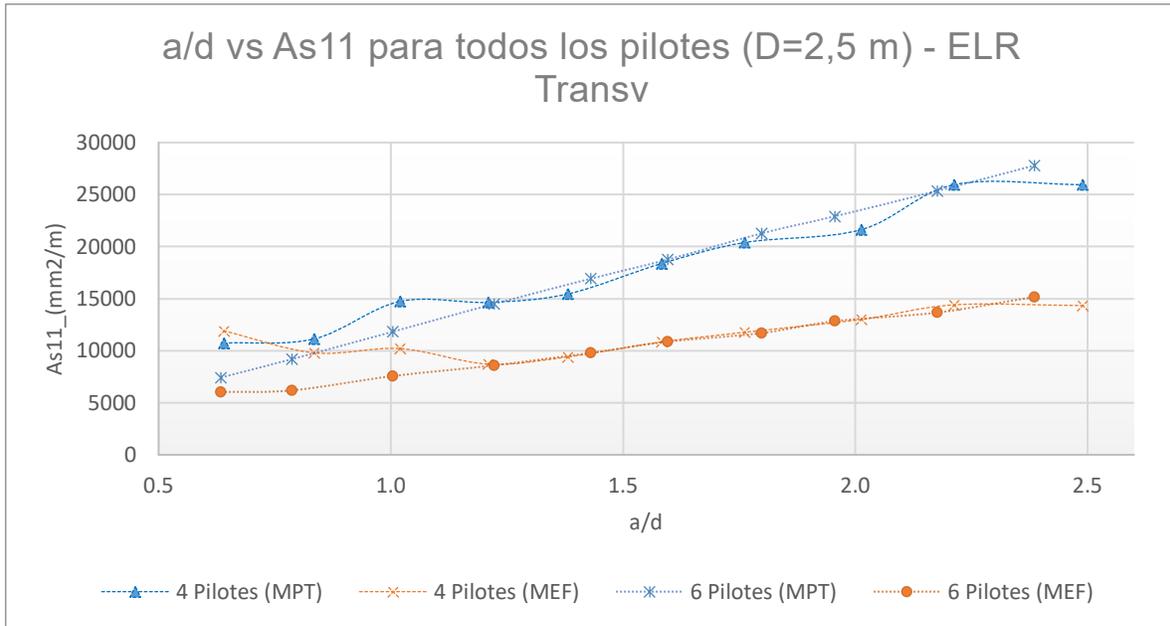


Figura V.23 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Transv.

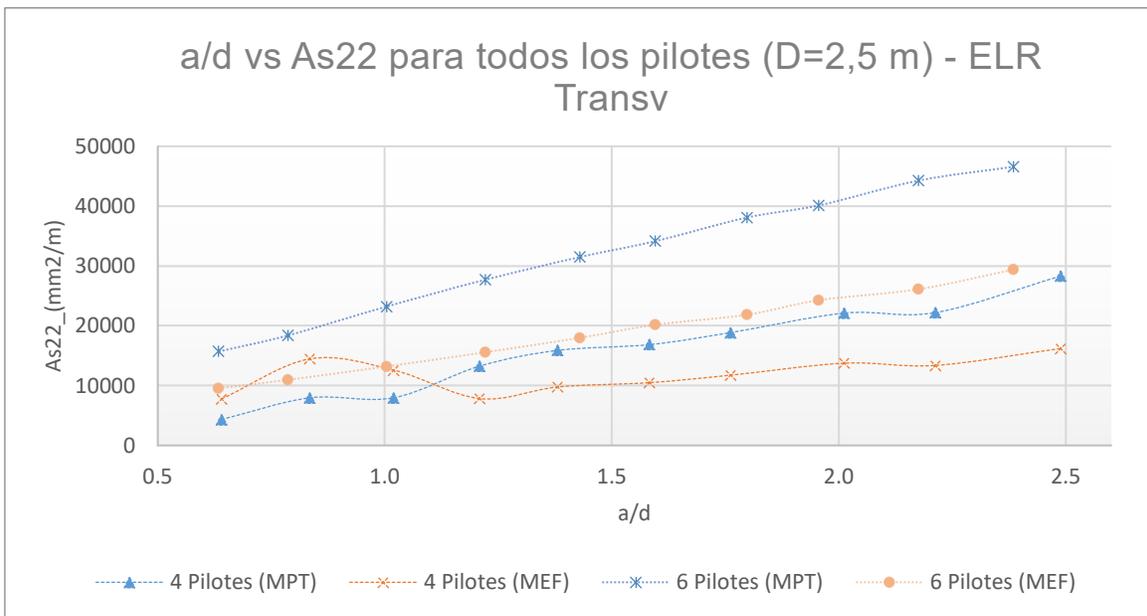


Figura V.24 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELR Transv.

ANEXO 2

RESULTADOS DE MPT Y MEF PARA E.L. EVENTO EXTREMO.

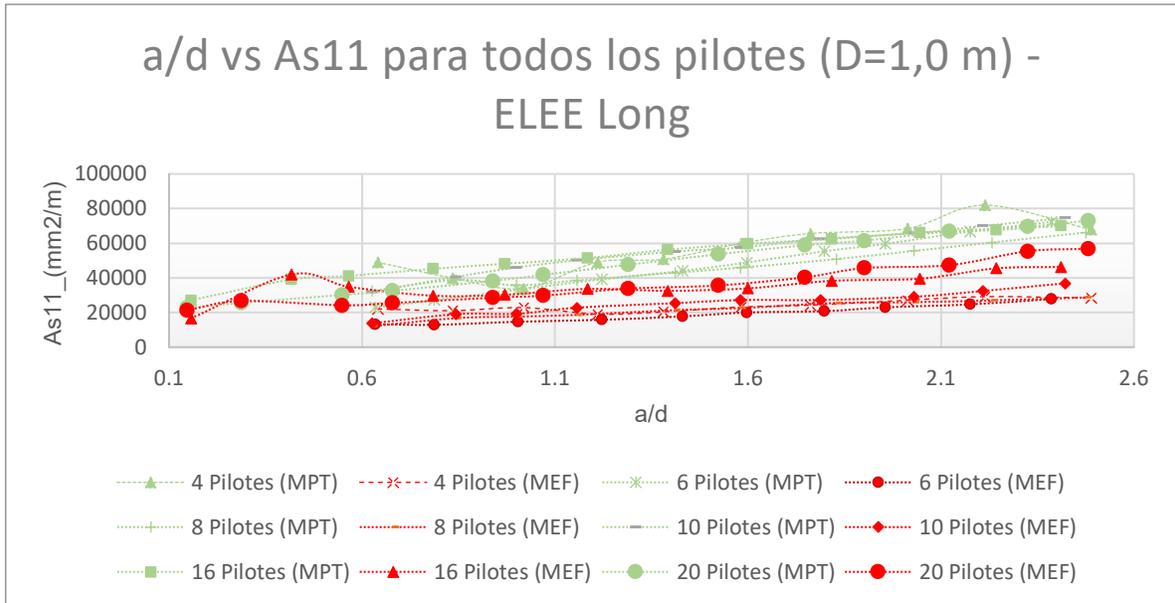


Figura V.25 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Long.

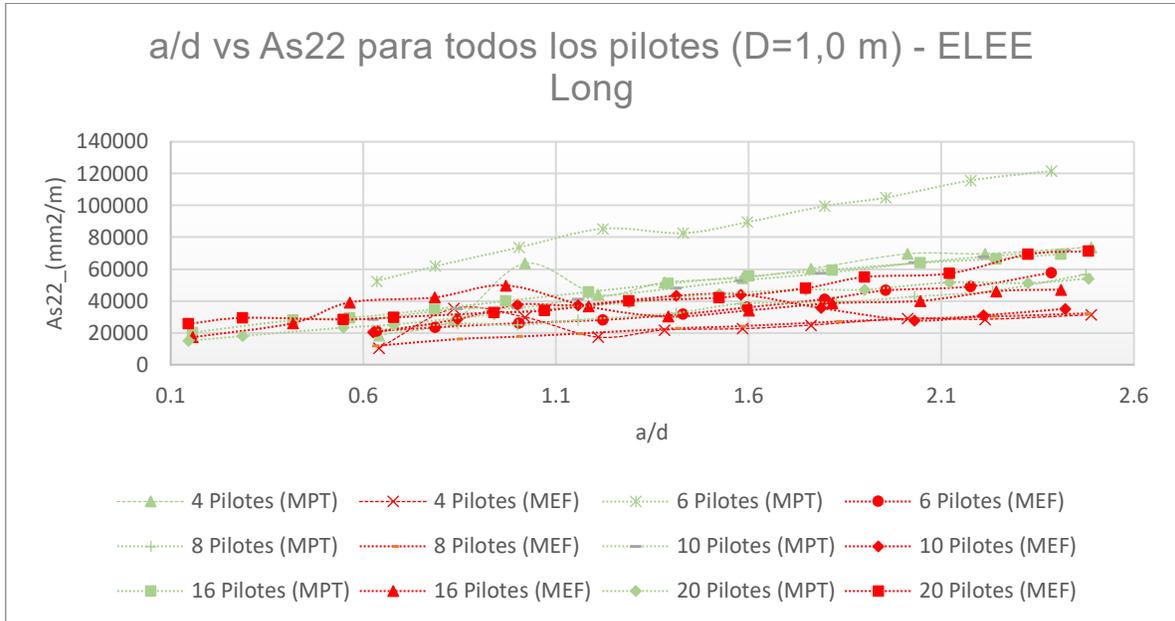


Figura V.26 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Long.

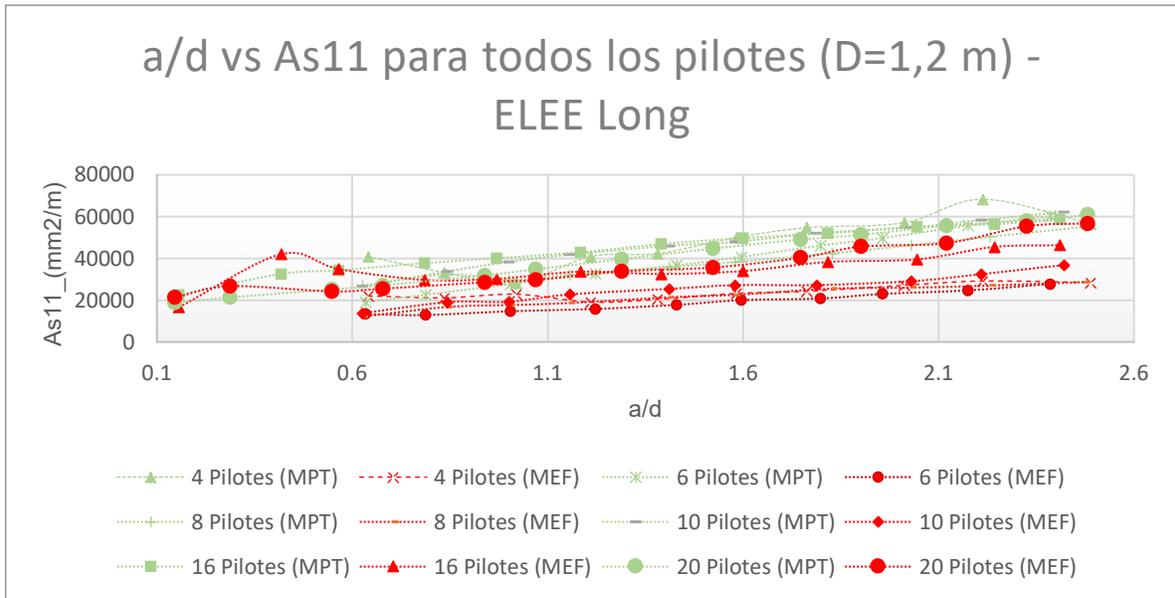


Figura V.27 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELEE Long.

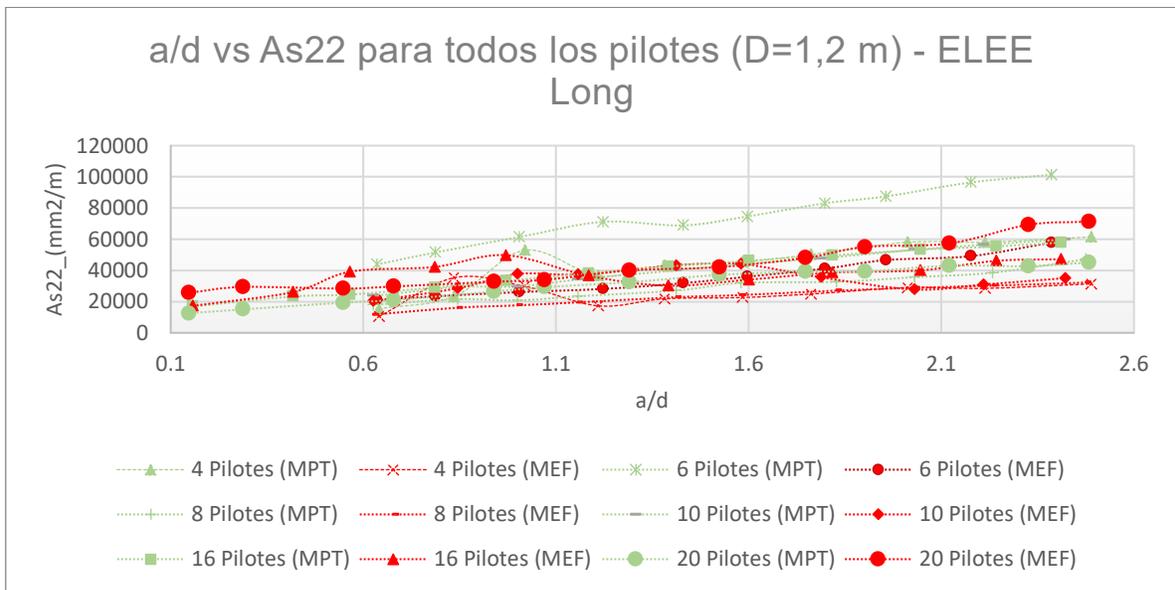


Figura V.28 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,2 m) - ELEE Long.

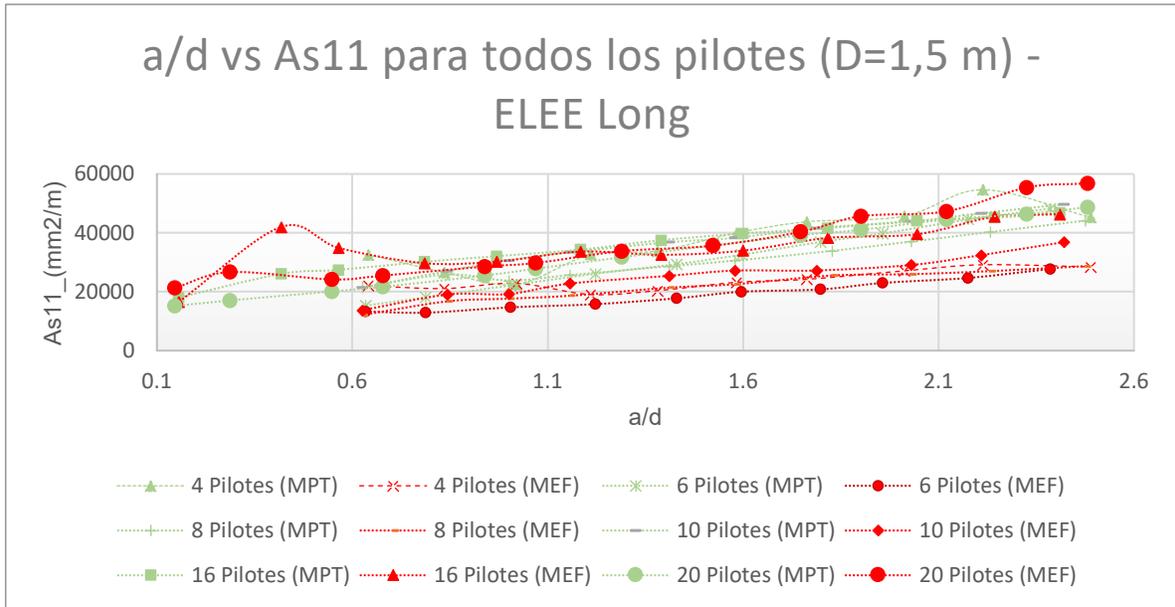


Figura V.29 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELEE Long.

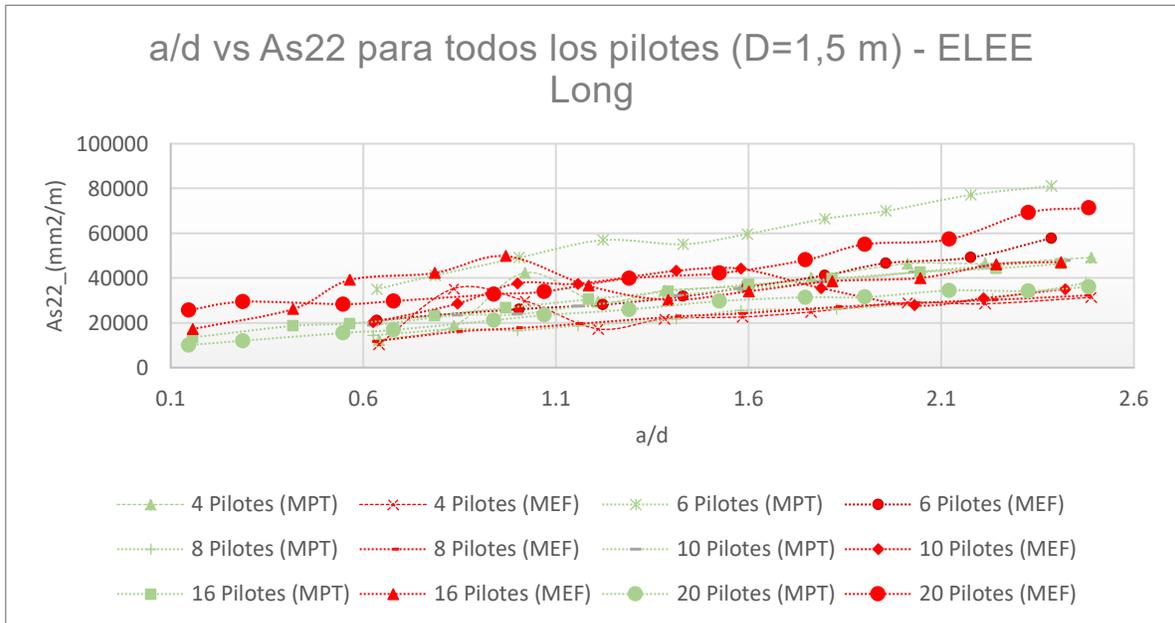


Figura V.30 - - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELEE Long.

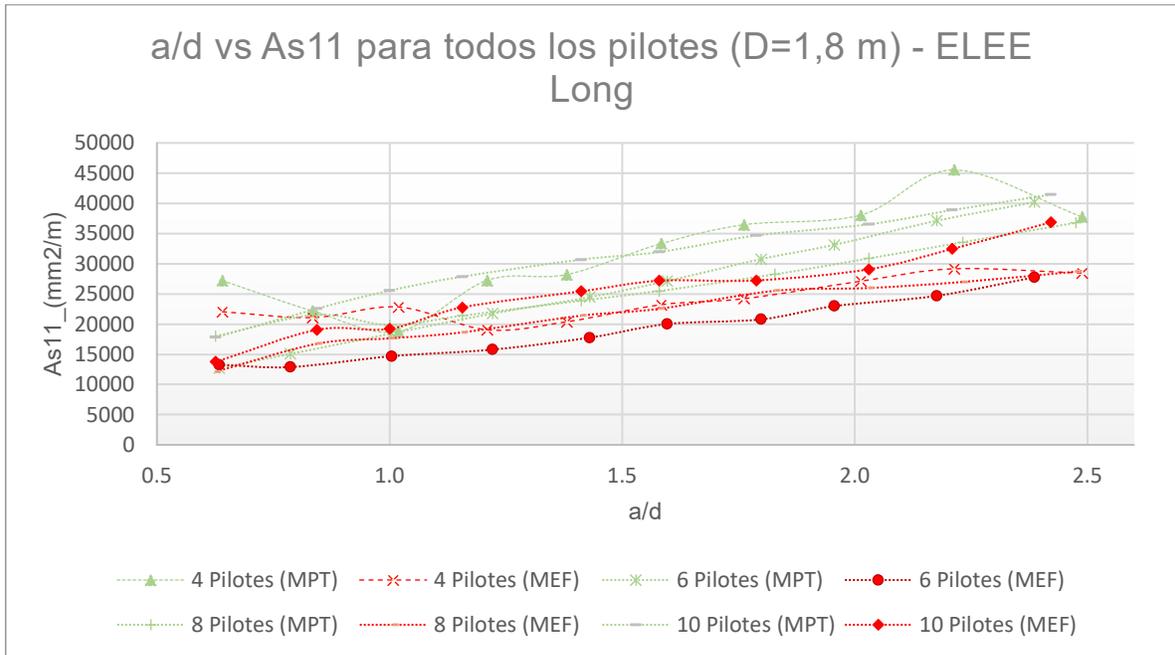


Figura V.31 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELEE Long.

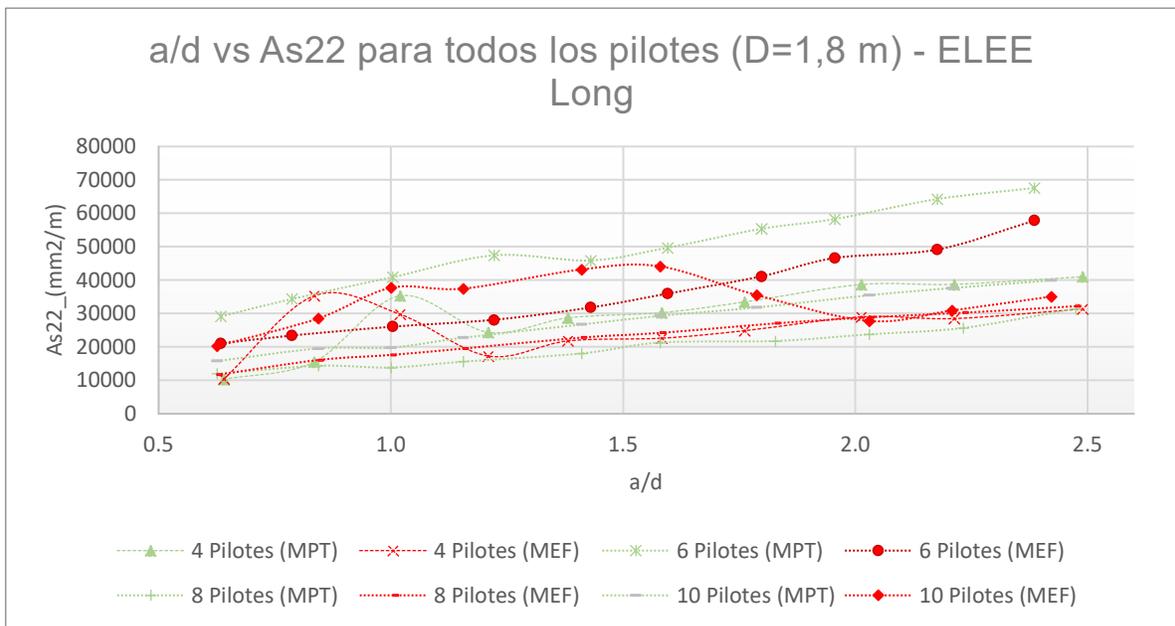


Figura V.32 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELEE Long.



Figura V.33 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELEE Long.

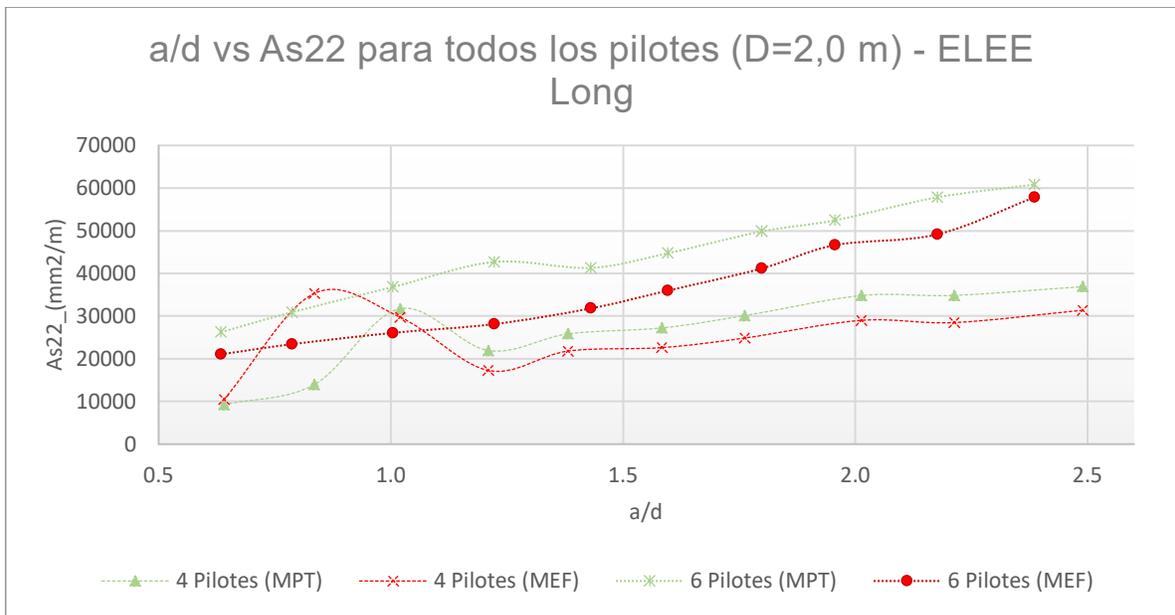


Figura V.34 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELEE Long.

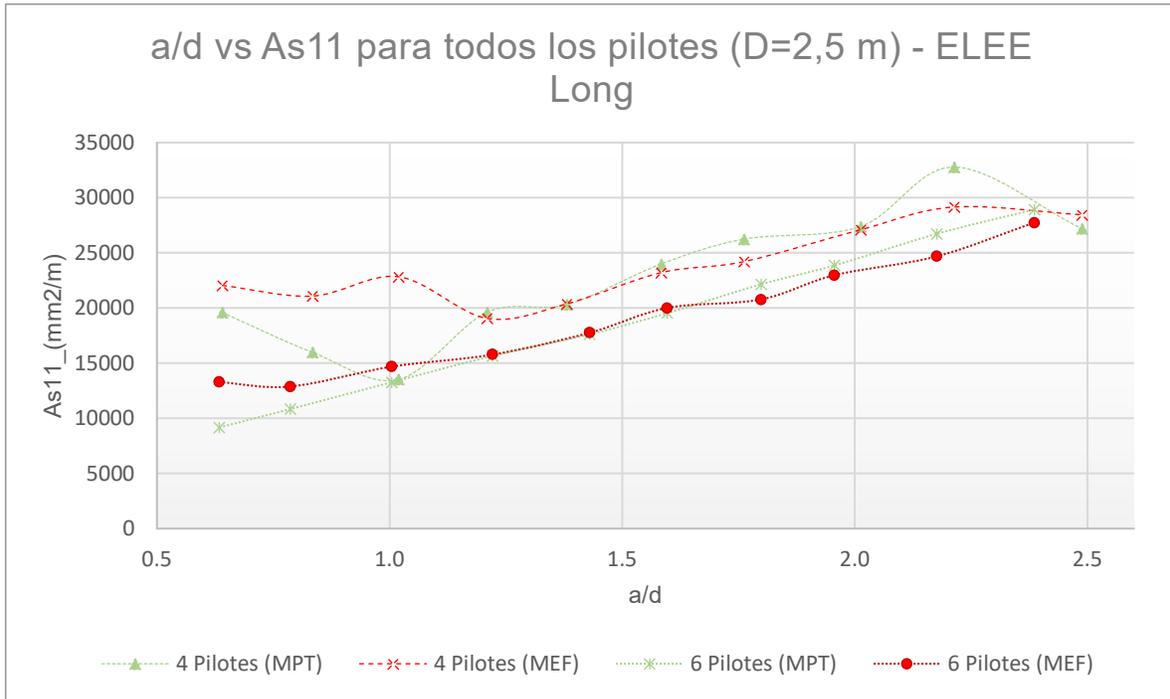


Figura V.35 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Long.

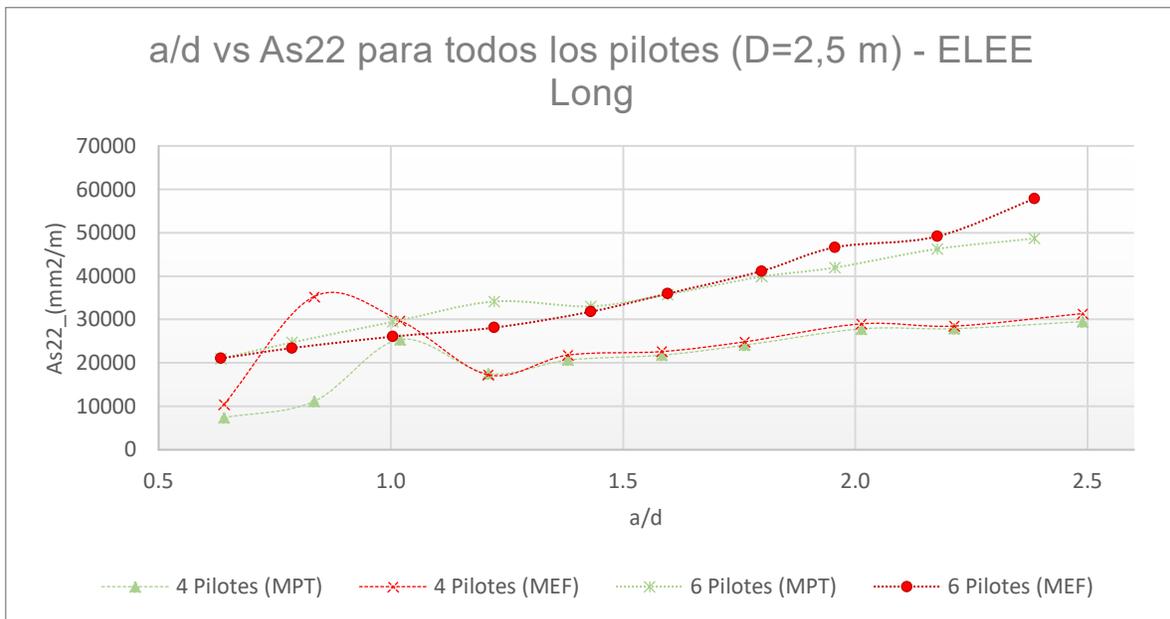


Figura V.36 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Long.

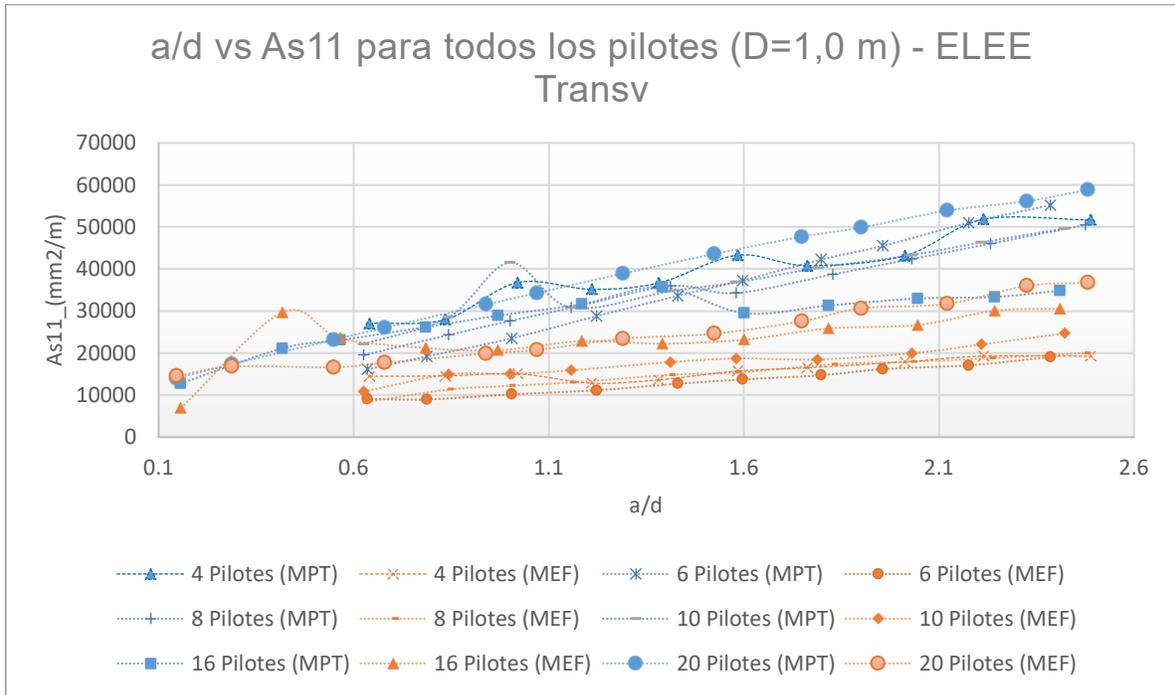


Figura V.37 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Transv.

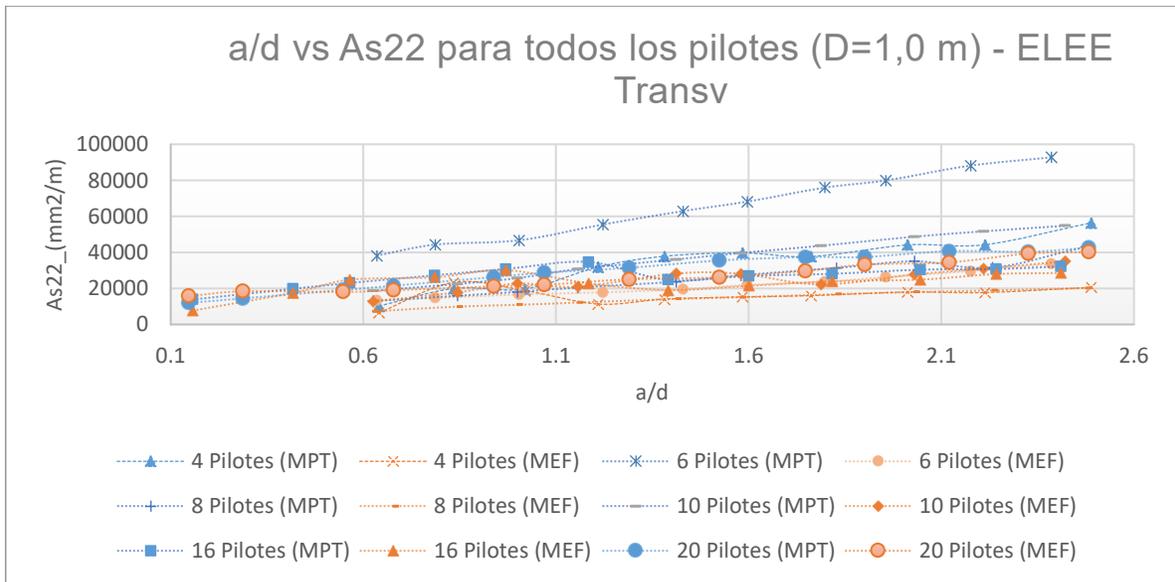


Figura V.38 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,0 m) - ELEE Transv.

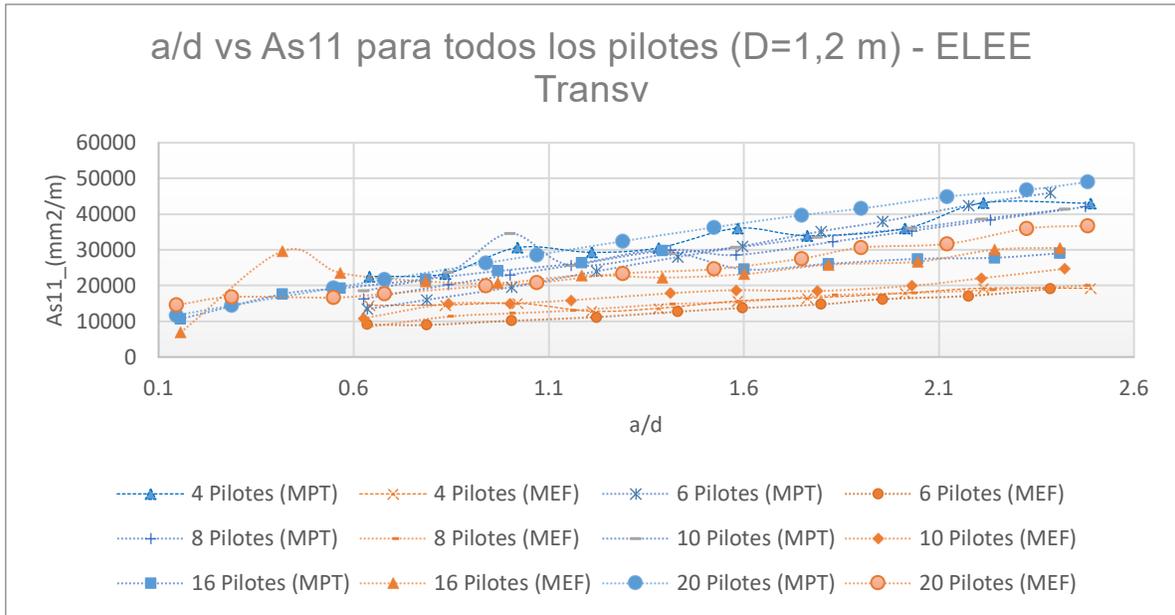


Figura V.39 - a/d vs As_{11} para todos los pilotes ($D=1,2$ m) - ELEE Transv.

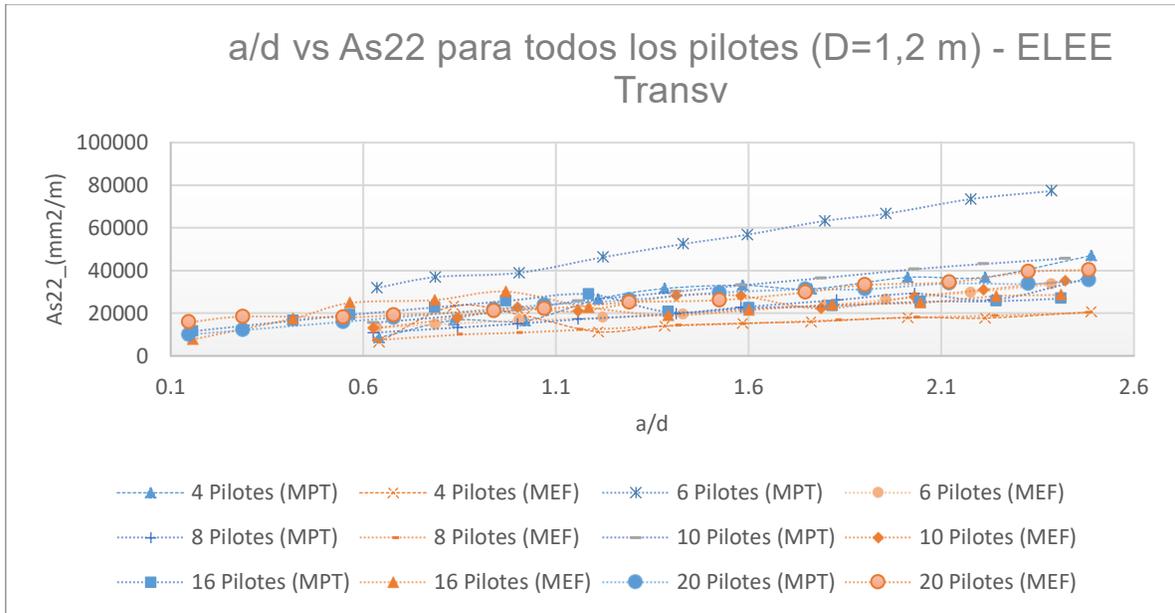


Figura V.40 - a/d vs As_{22} para todos los pilotes ($D=1,2$ m) - ELEE Transv.

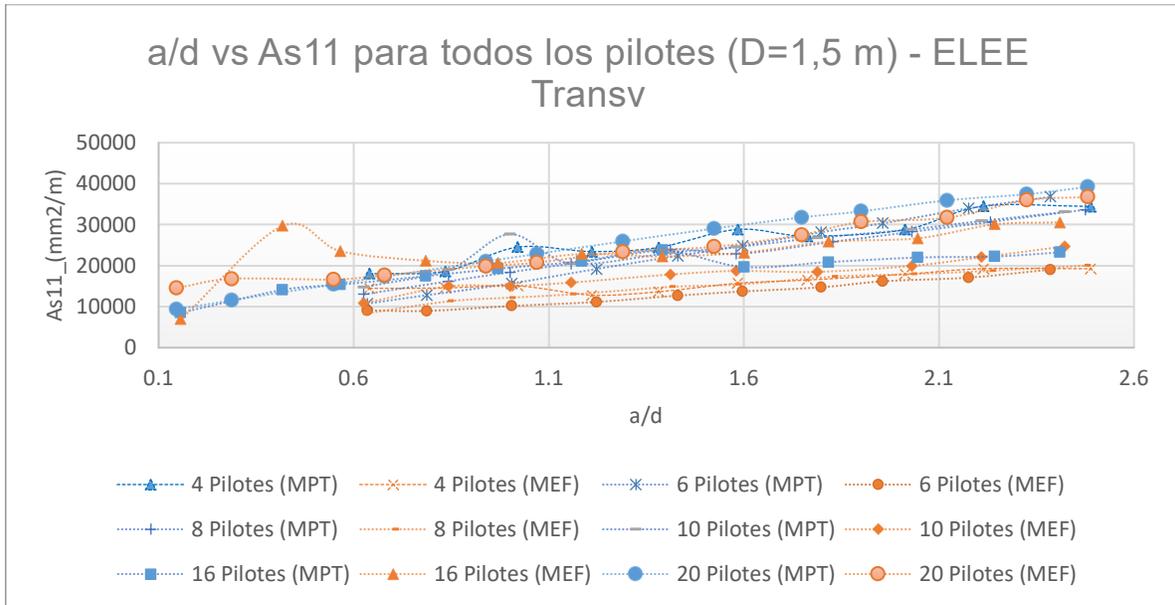


Figura V.41 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELEE Transv.

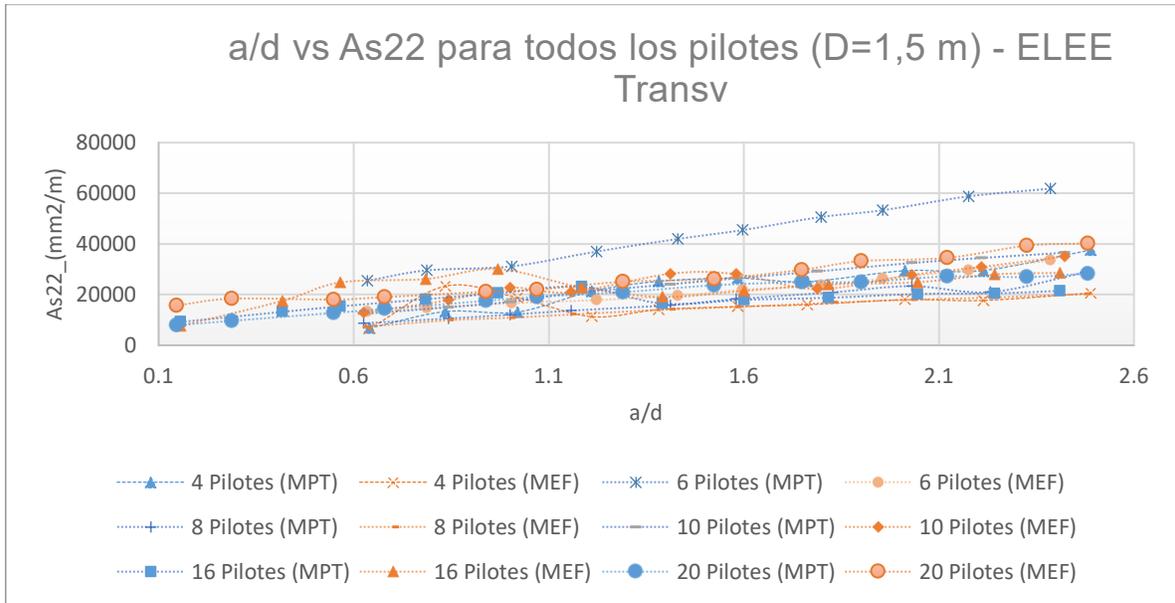


Figura V.42 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,5 m) - ELEE Transv.

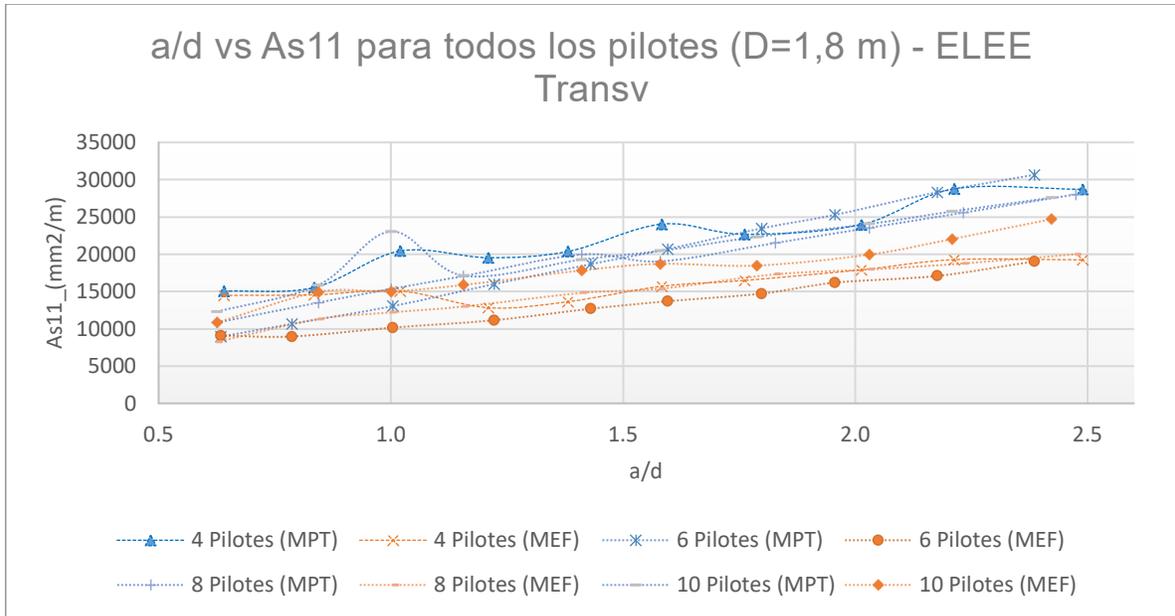


Figura V.43 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELEE Transv.

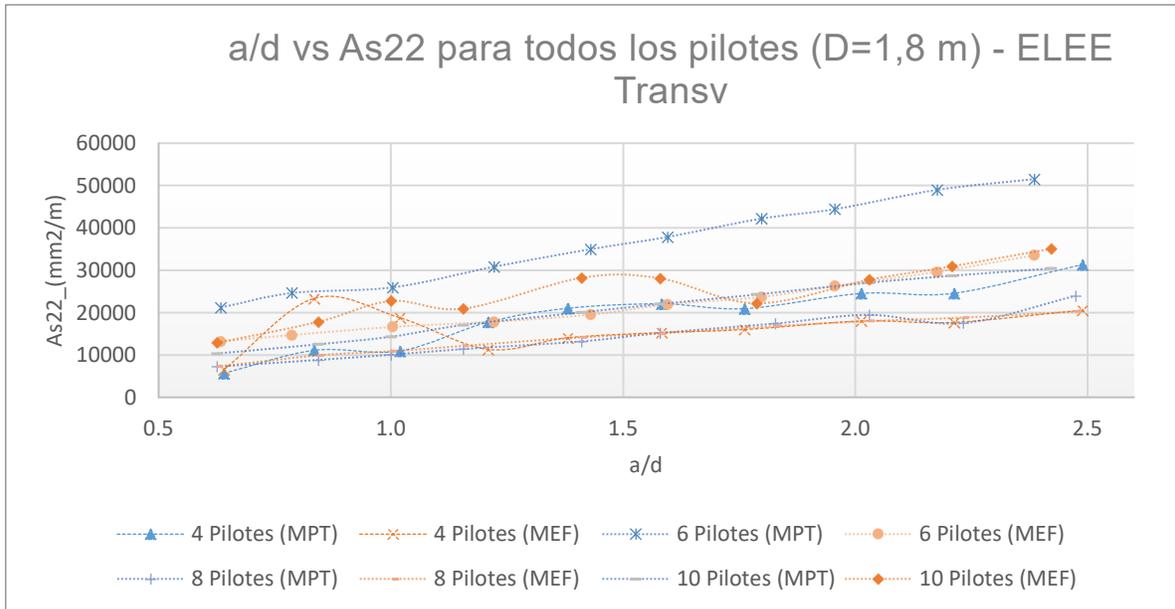


Figura V.44 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=1,8 m) - ELEE Transv.

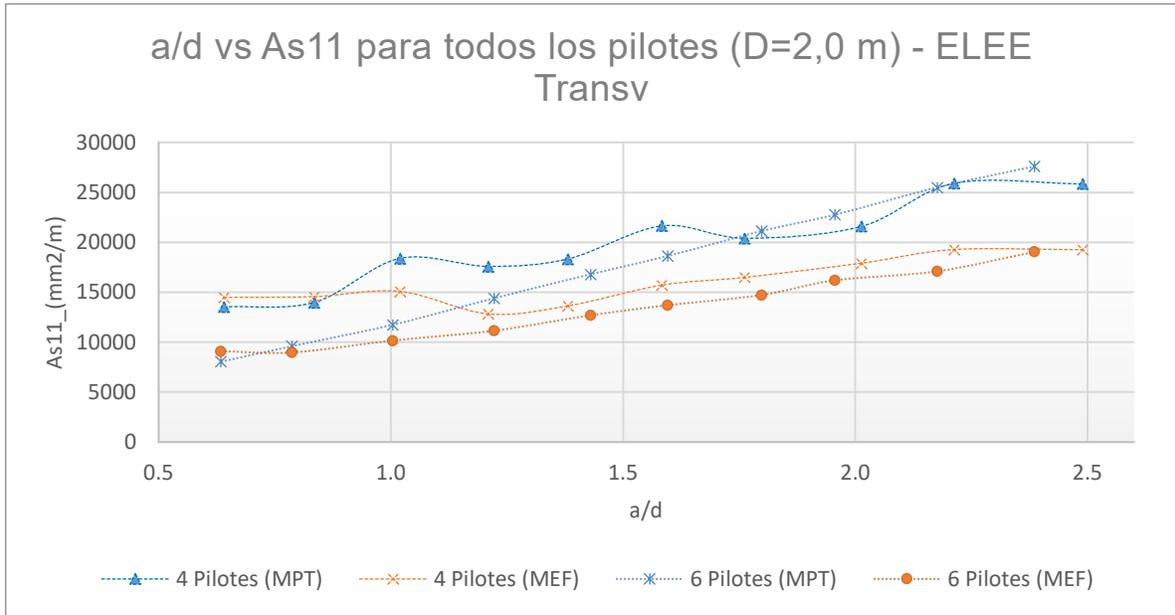


Figura V.45 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELEE Transv.

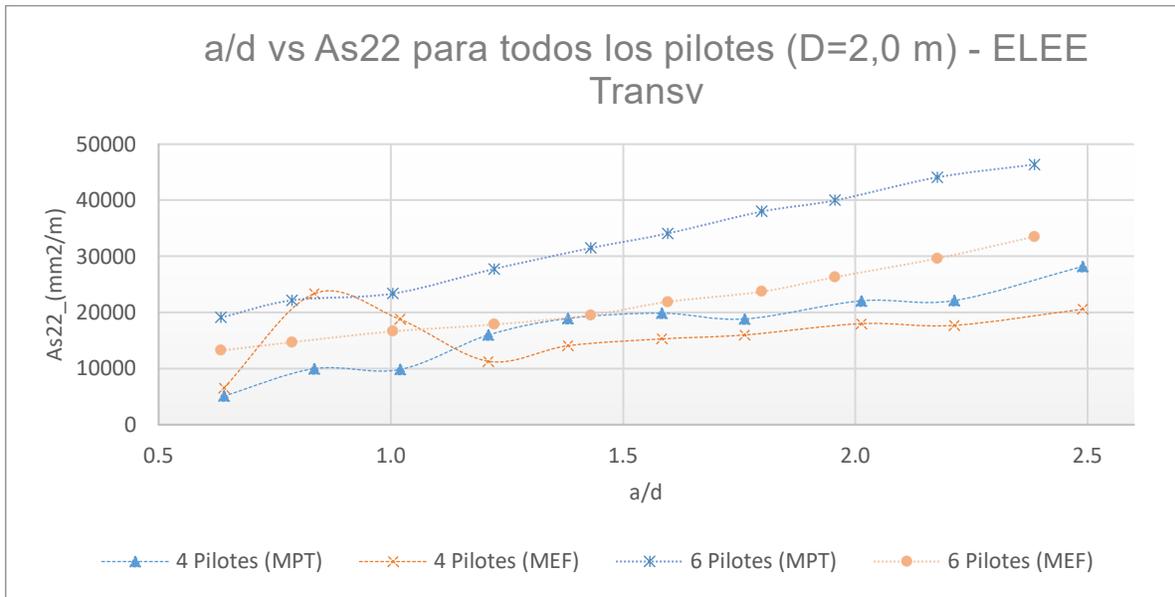


Figura V.46 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,0 m) - ELEE Transv.

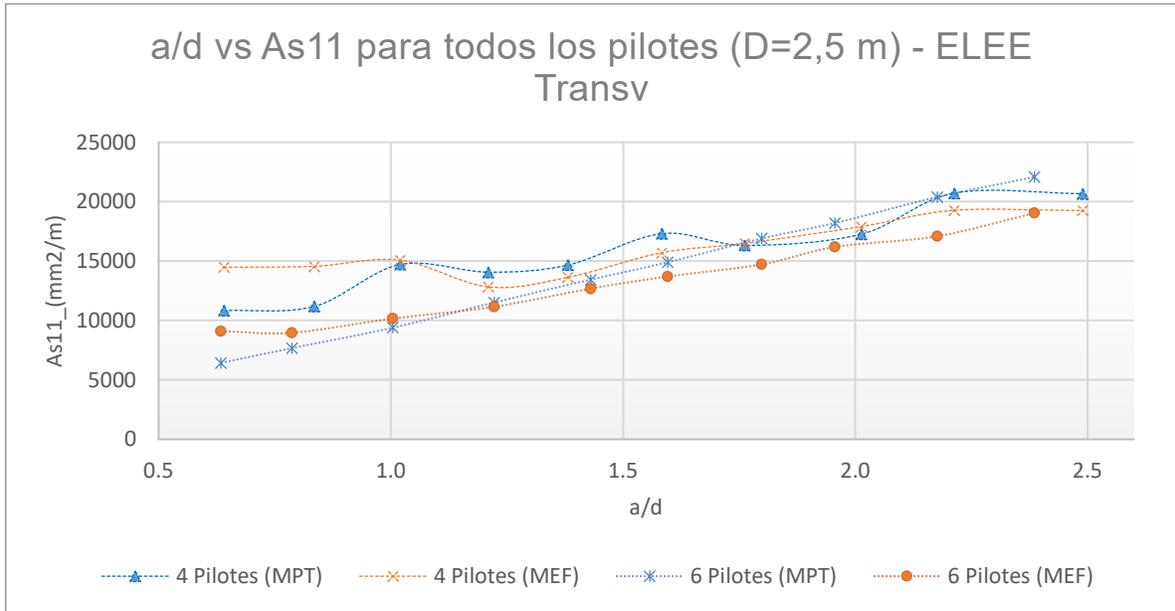


Figura V.47 - a/d vs As11 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Transv.

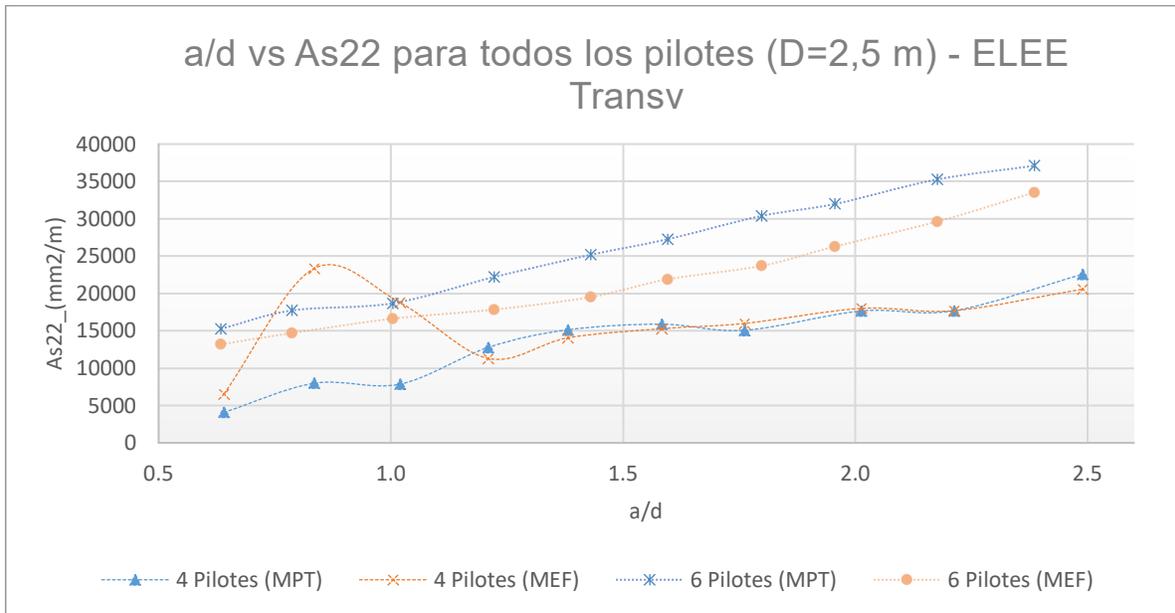


Figura V.48 - a/d vs As22 para todos los pilotes (D=2,5 m) - ELEE Transv.

ANEXO 3

CORTANTES CONTRA ZONAS NODALES PARA E.L. RESISTENCIA

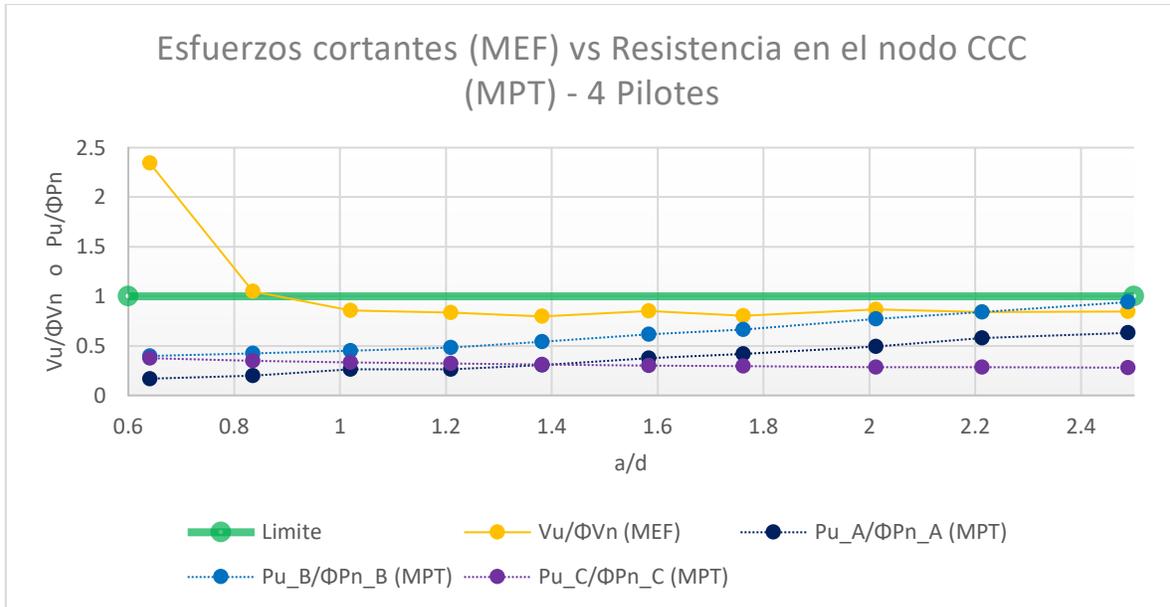


Figura V.49 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 4 Pilotes – Todos los diámetros.

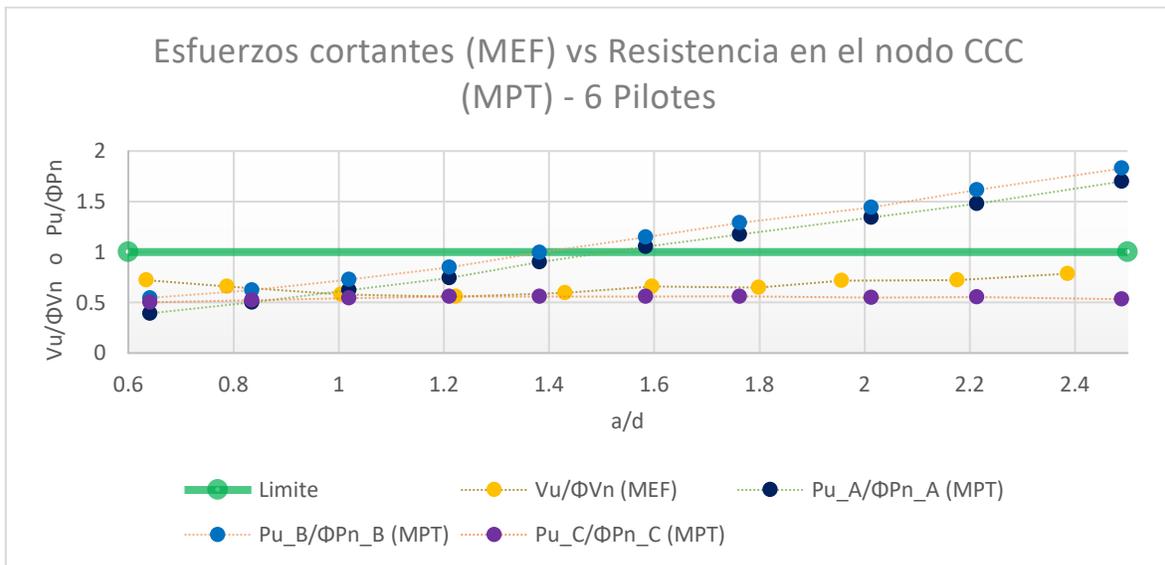


Figura V.50 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 6 Pilotes – Todos los diámetros.

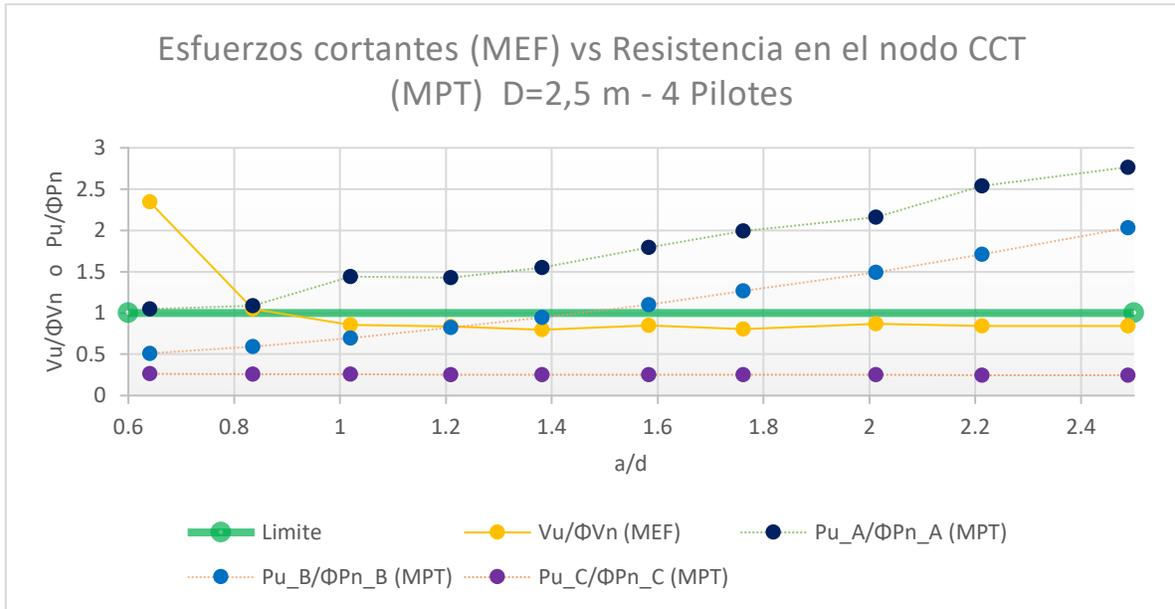


Figura V.51 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 4 Pilotes.

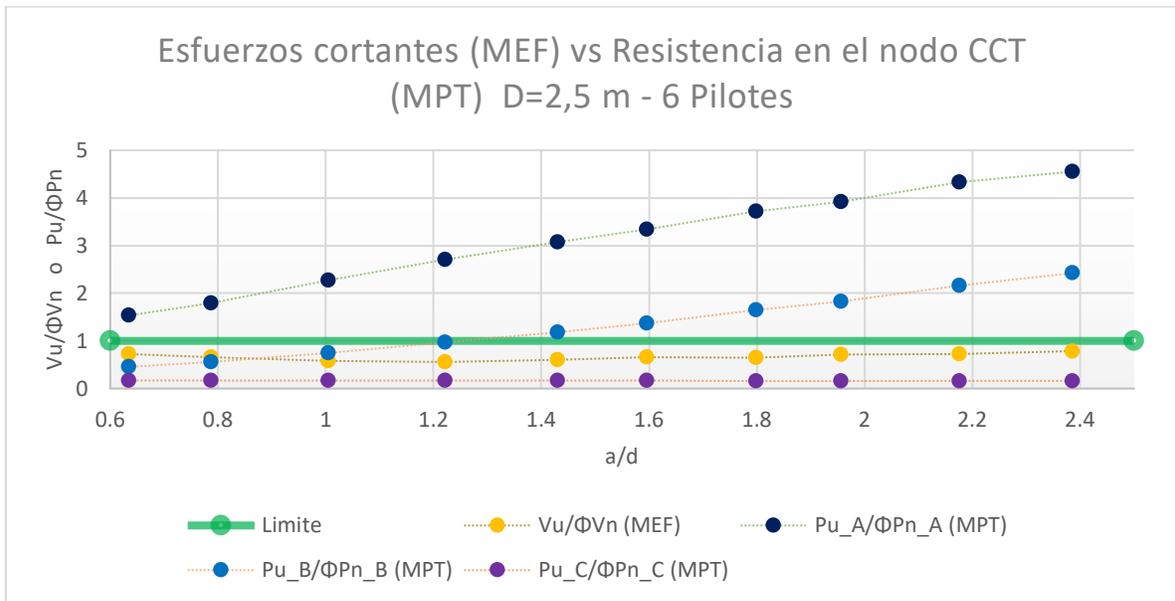


Figura V.52 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 6 Pilotes.

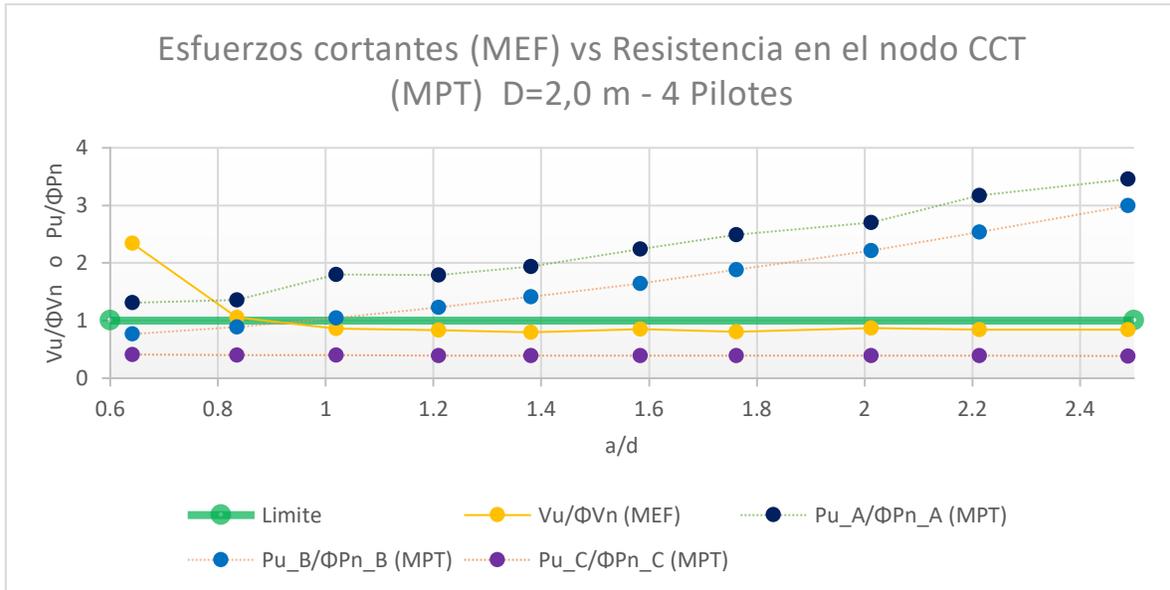


Figura V.53 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,0 m - 4 Pilotes.

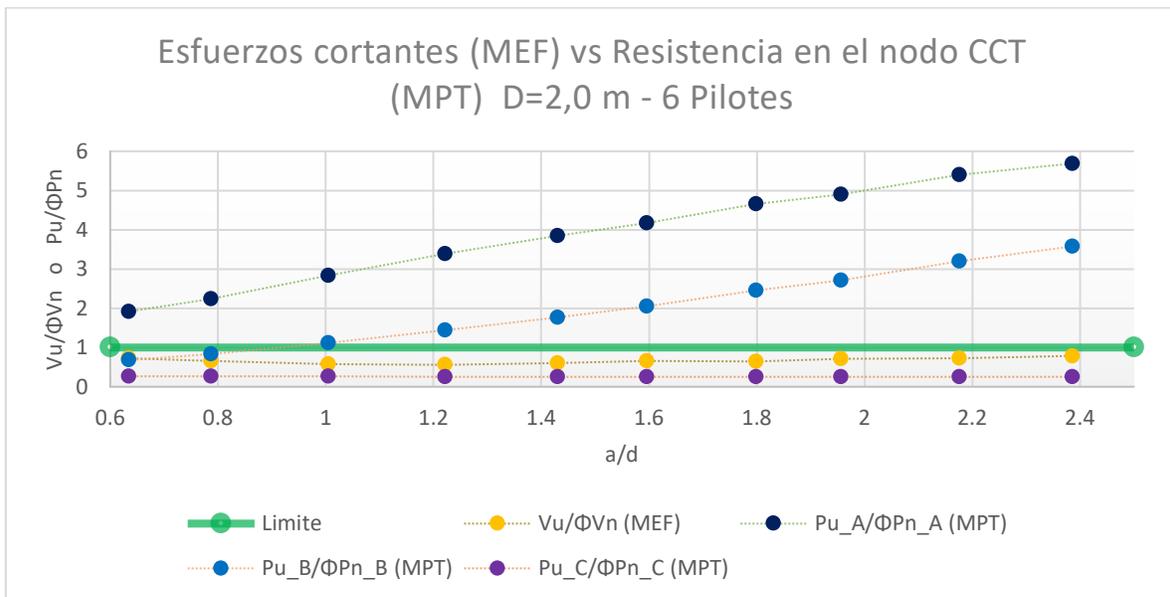


Figura V.54 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,0 m - 6 Pilotes

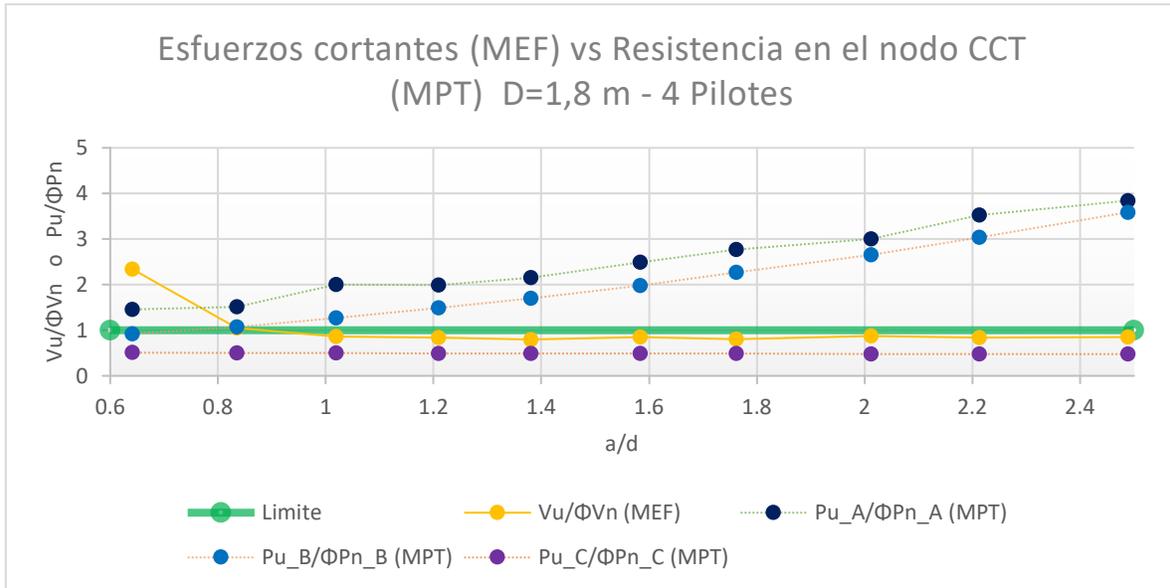


Figura V.55 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,8 m - 4 Pilotes.

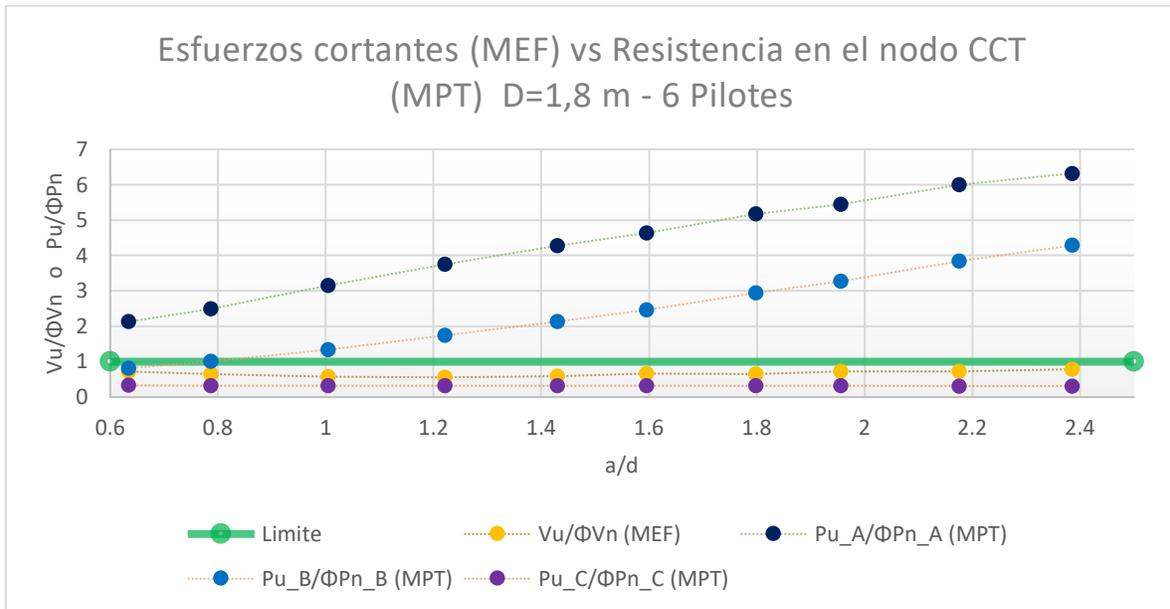


Figura V.56 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,8 m - 6 Pilotes.

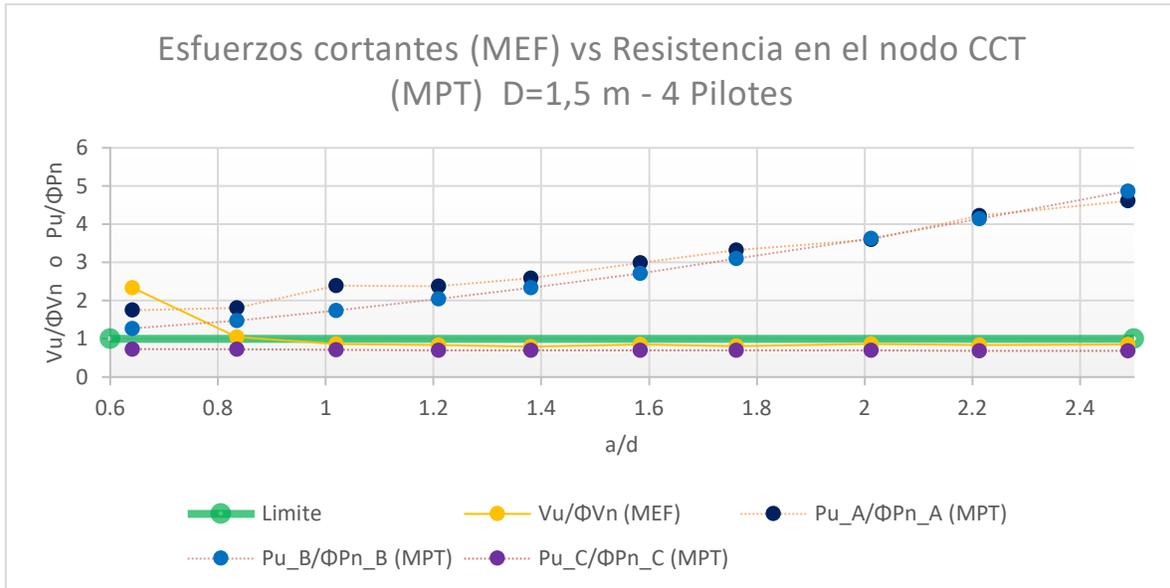


Figura V.57 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,5 m - 4 Pilotes.

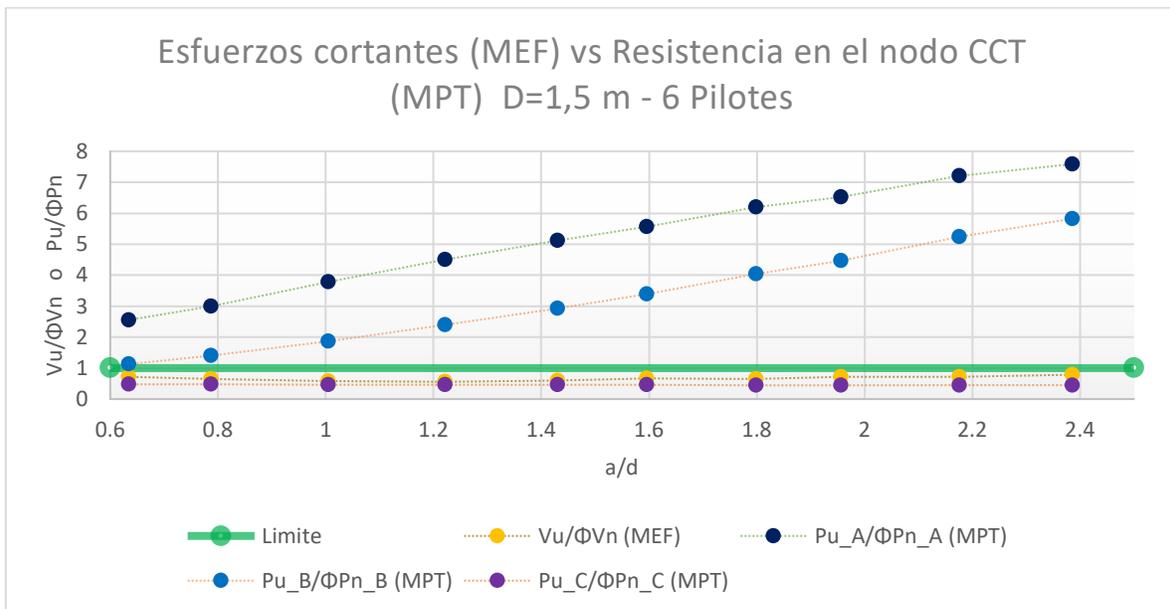


Figura V.58 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,5 m - 6 Pilotes.

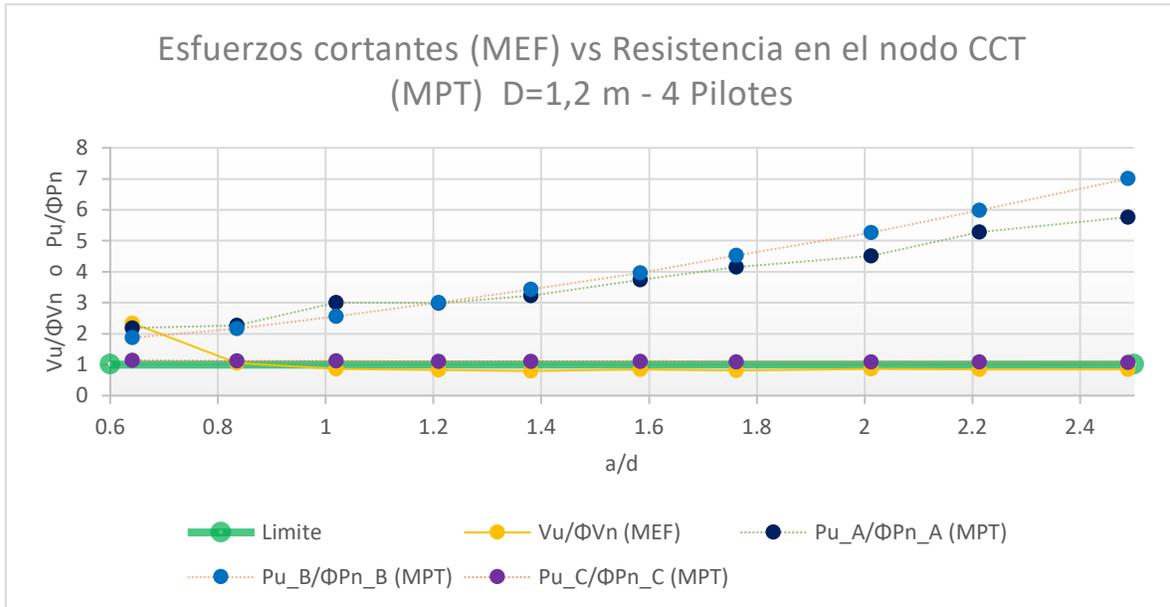


Figura V.59 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,2 m - 4 Pilotes.

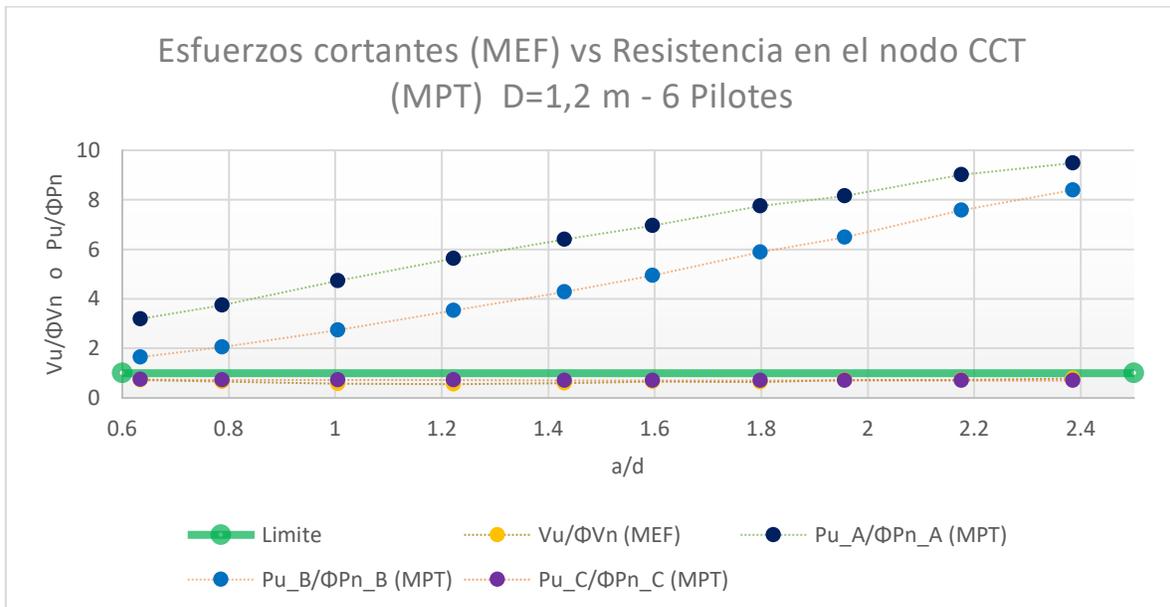


Figura V.60 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,2 m - 6 Pilotes.

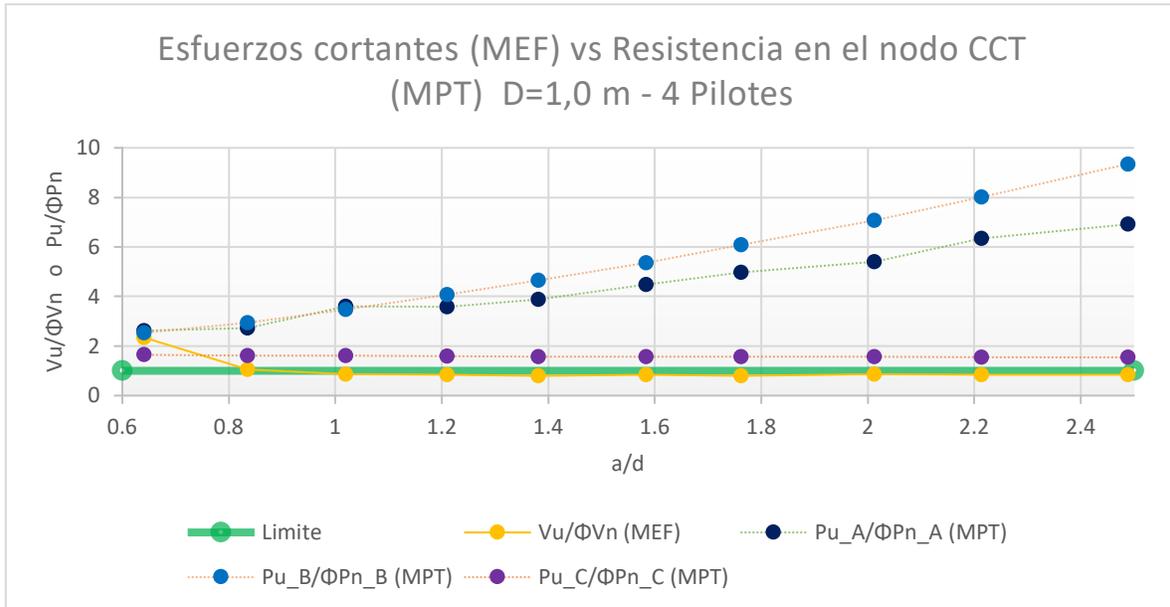


Figura V.61 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 4 Pilotes.

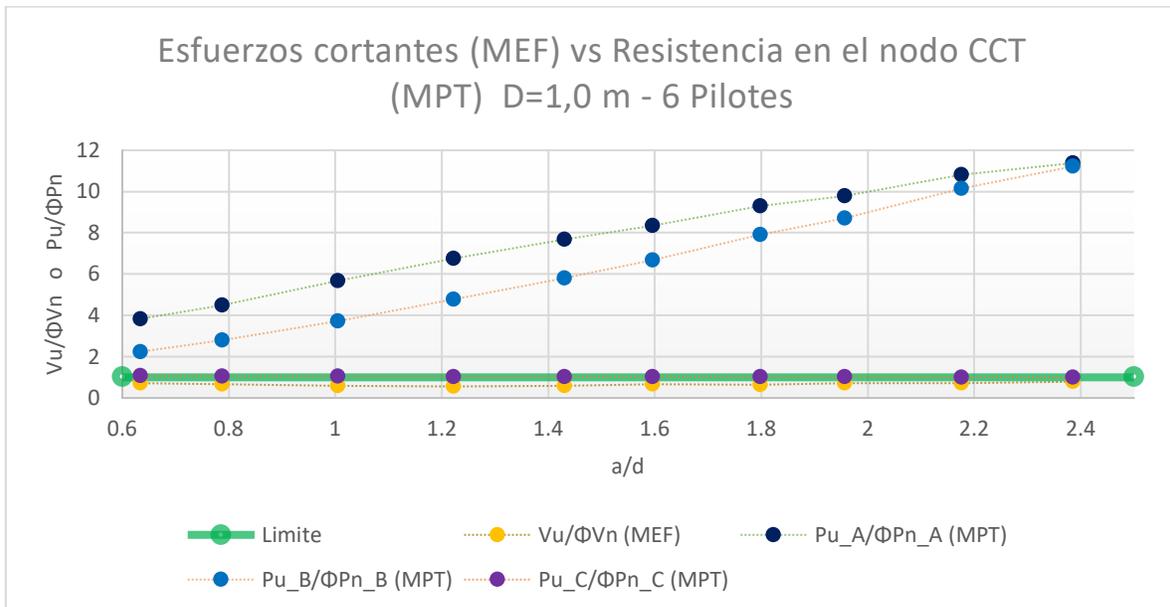


Figura V.62 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 6 Pilotes.

ANEXO 4

CORTANTES CONTRA ZONAS NODALES PARA E.L. EVENTO EXTREMO

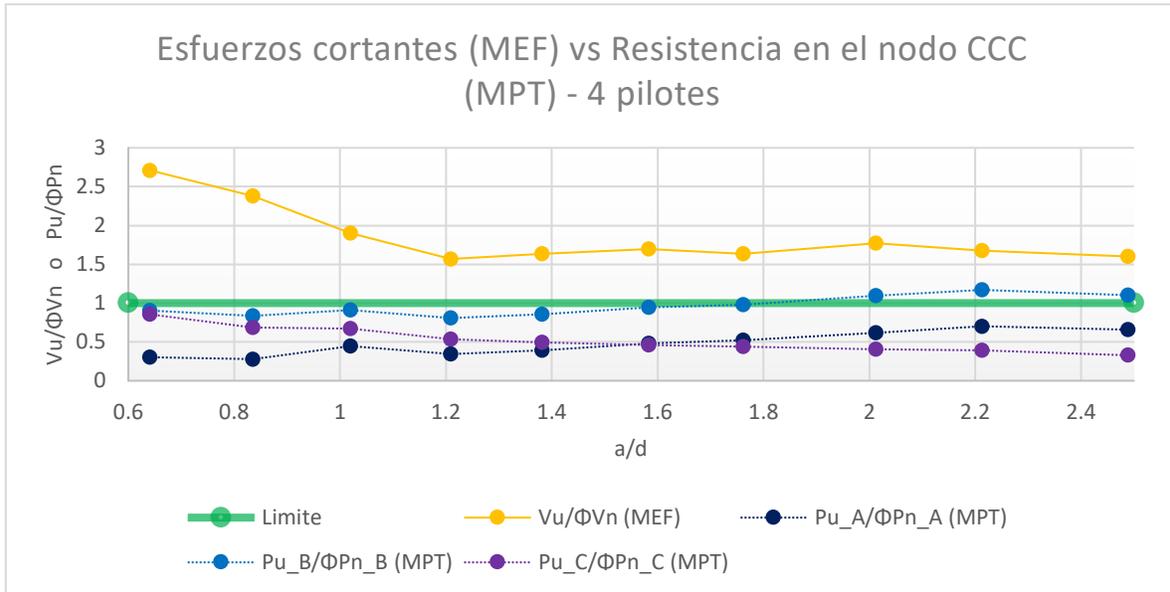


Figura V.63 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 4 Pilotes – Todos los diámetros.

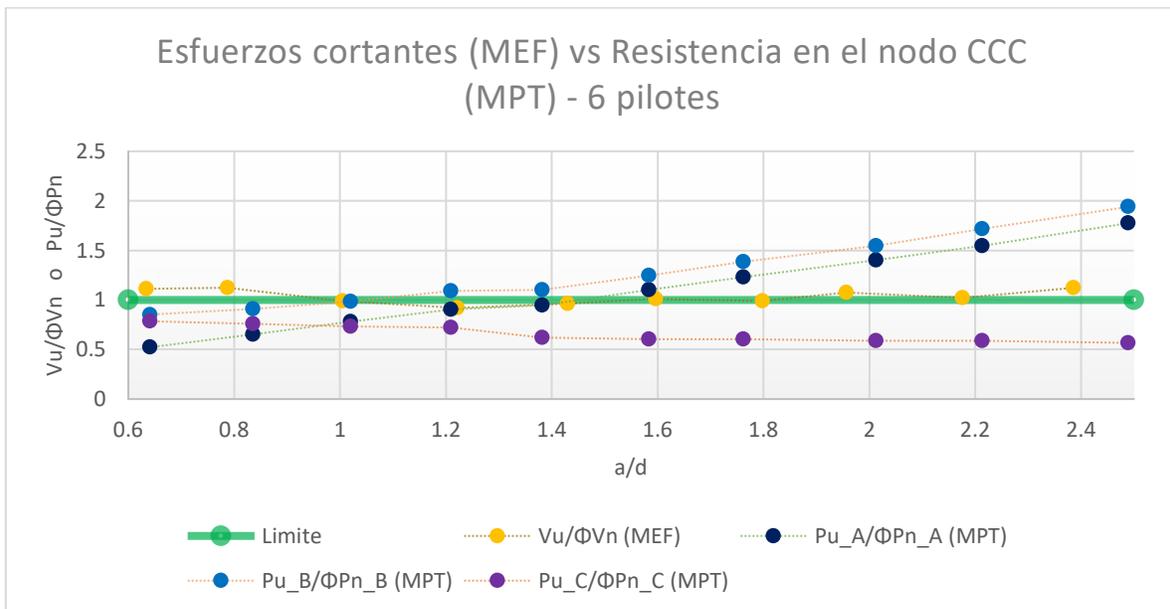


Figura V.64 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCC (MPT) - 6 pilotes – todos los diámetros.

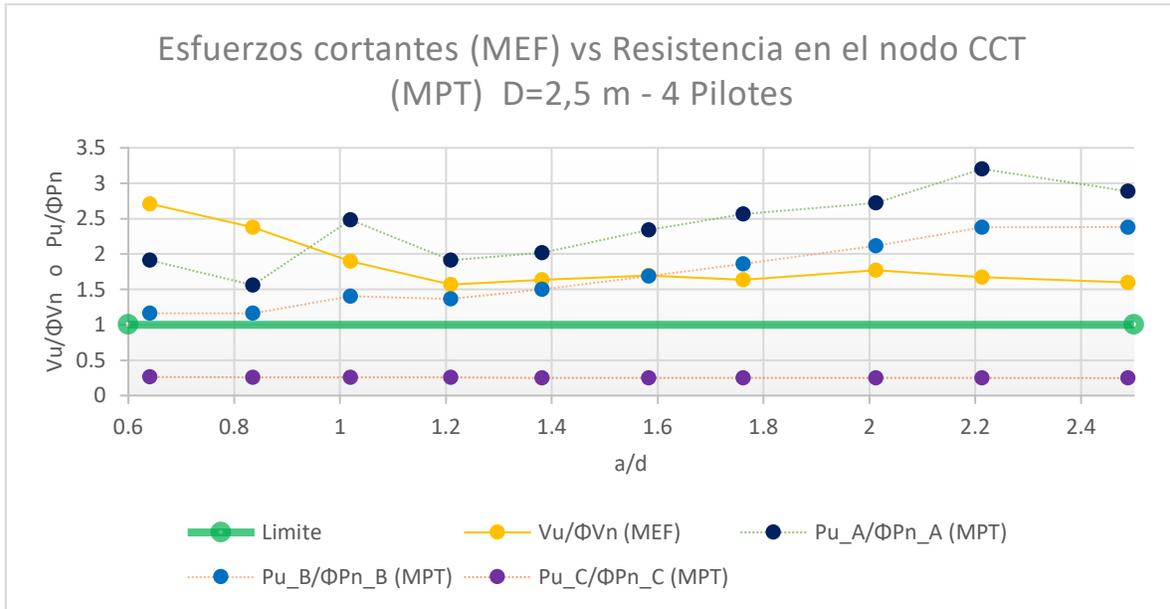


Figura V.65 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 4 Pilotes.

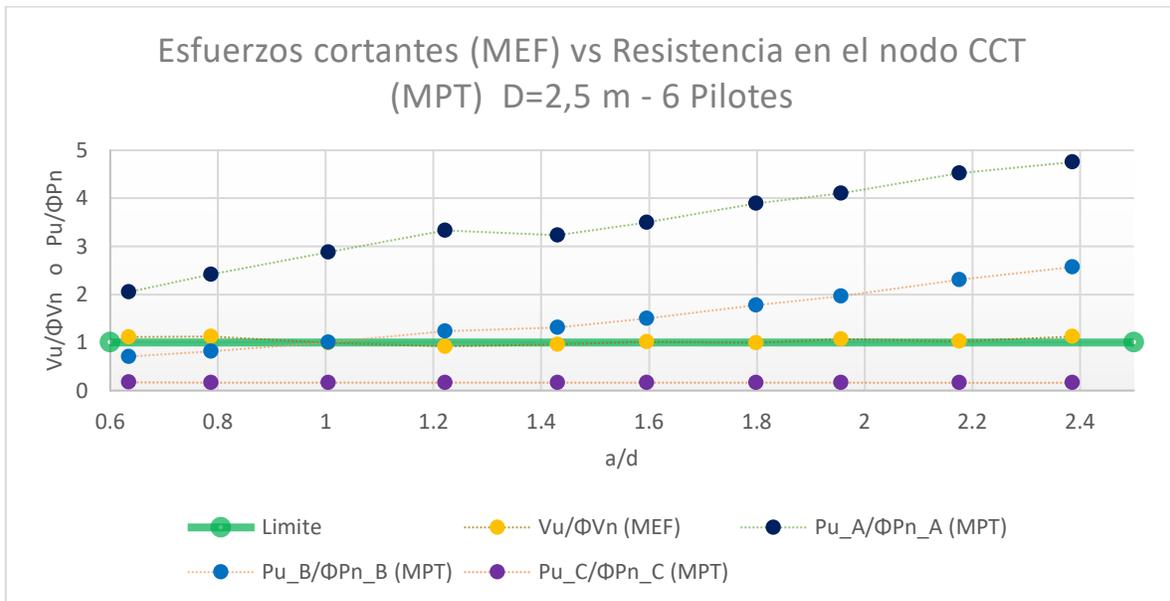


Figura V.66 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,5 m - 6 Pilotes.

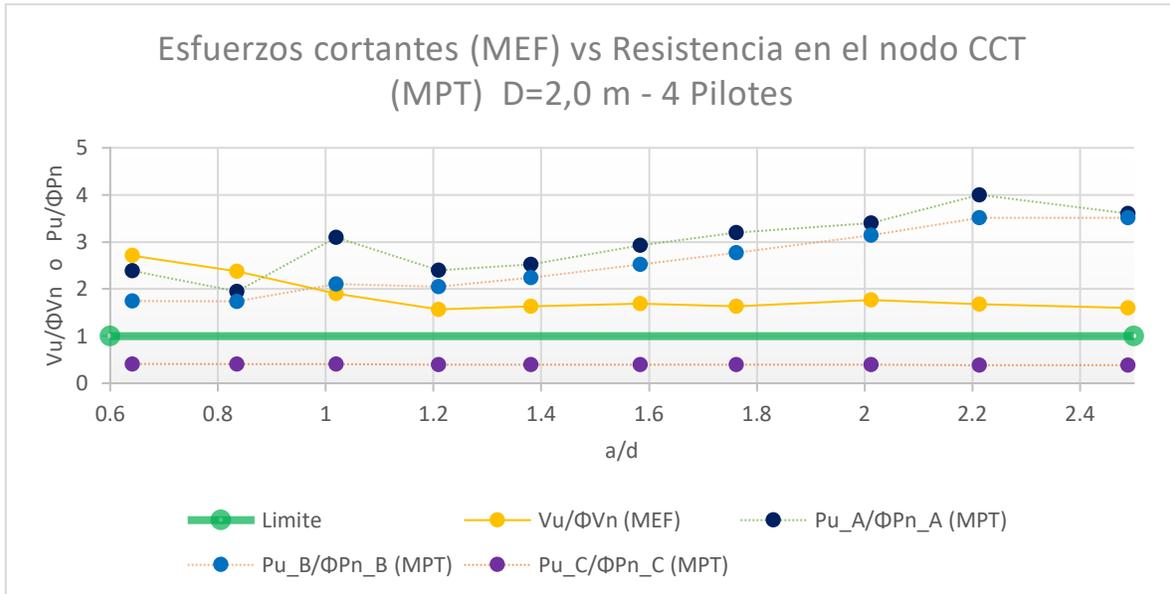


Figura V.67 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,0 m - 4 Pilotes.

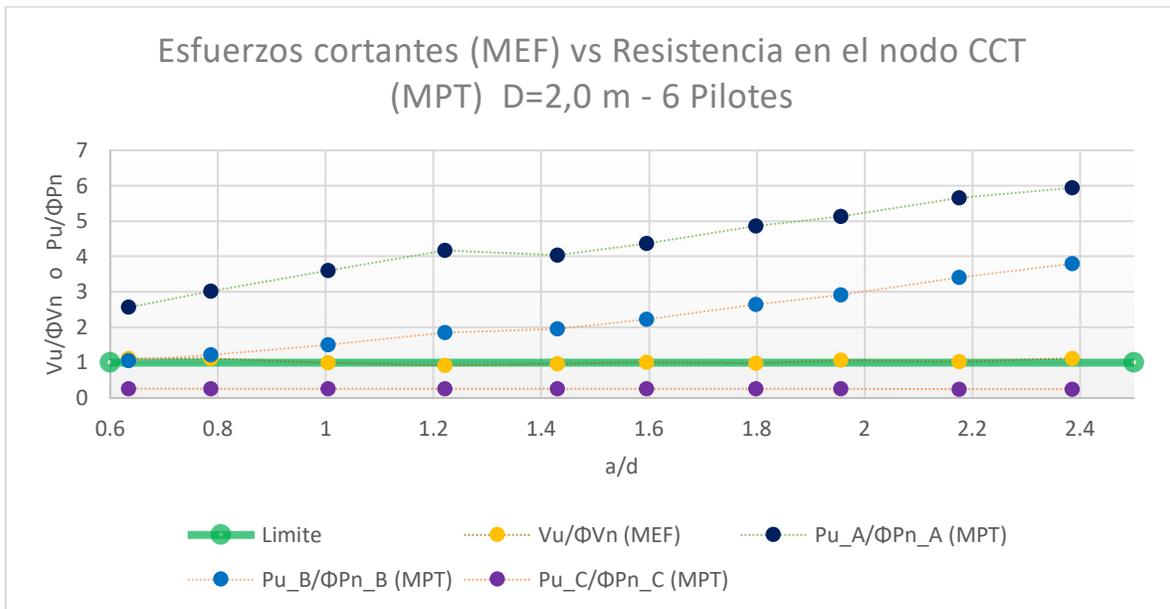


Figura V.68 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=2,0 m - 6 Pilotes.

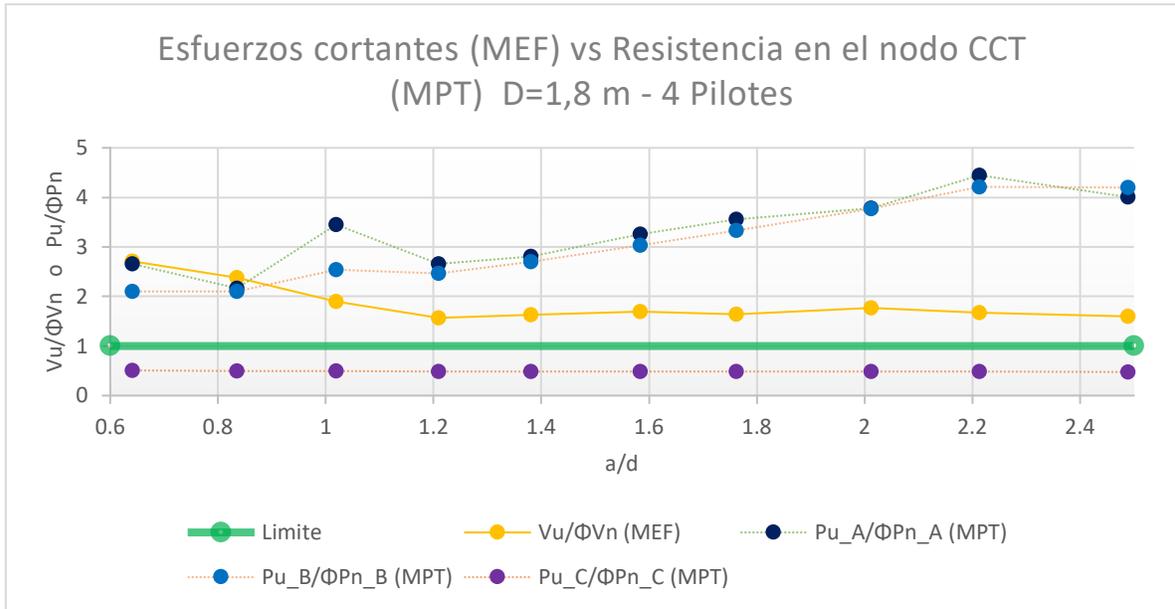


Figura V.69 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,8 m - 4 Pilotes.

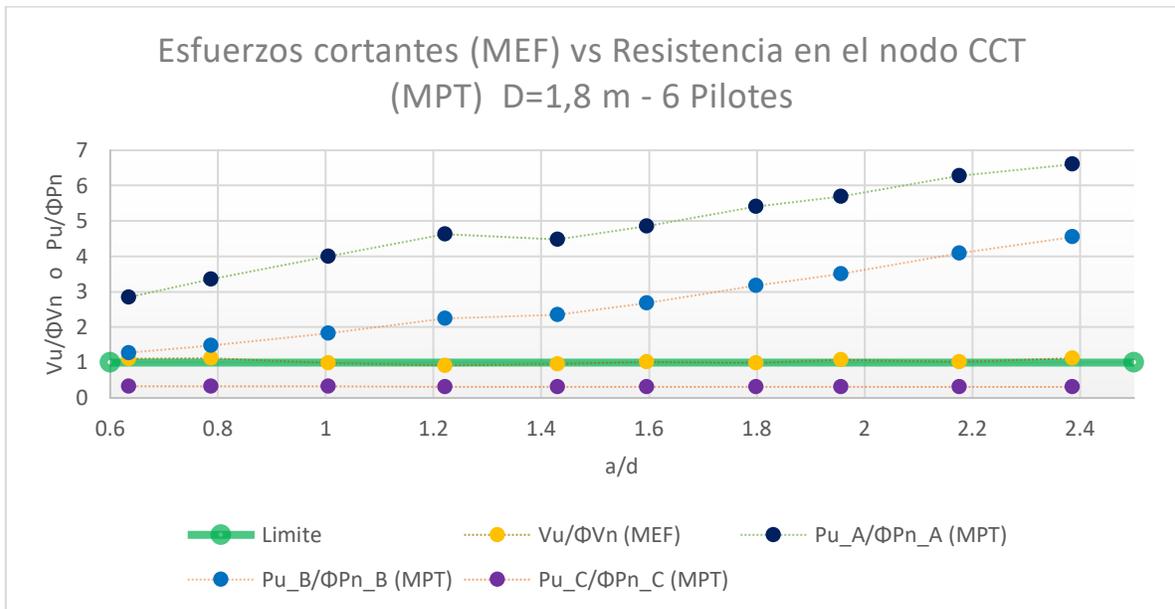


Figura V.70 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,8 m - 6 Pilotes.

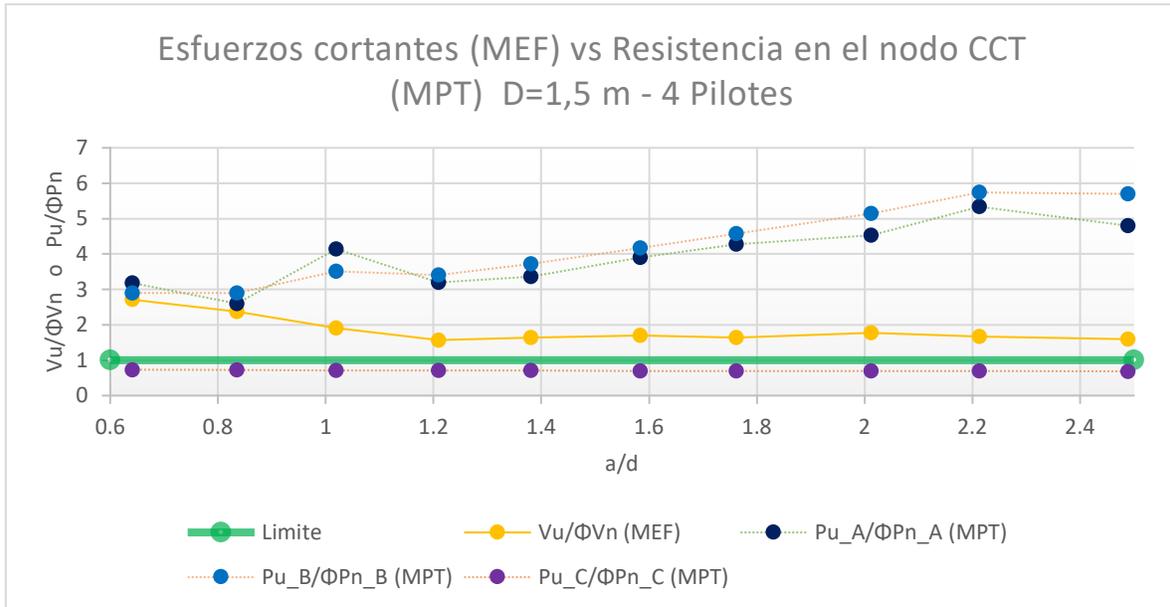


Figura V.71 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,5 m - 4 Pilotes

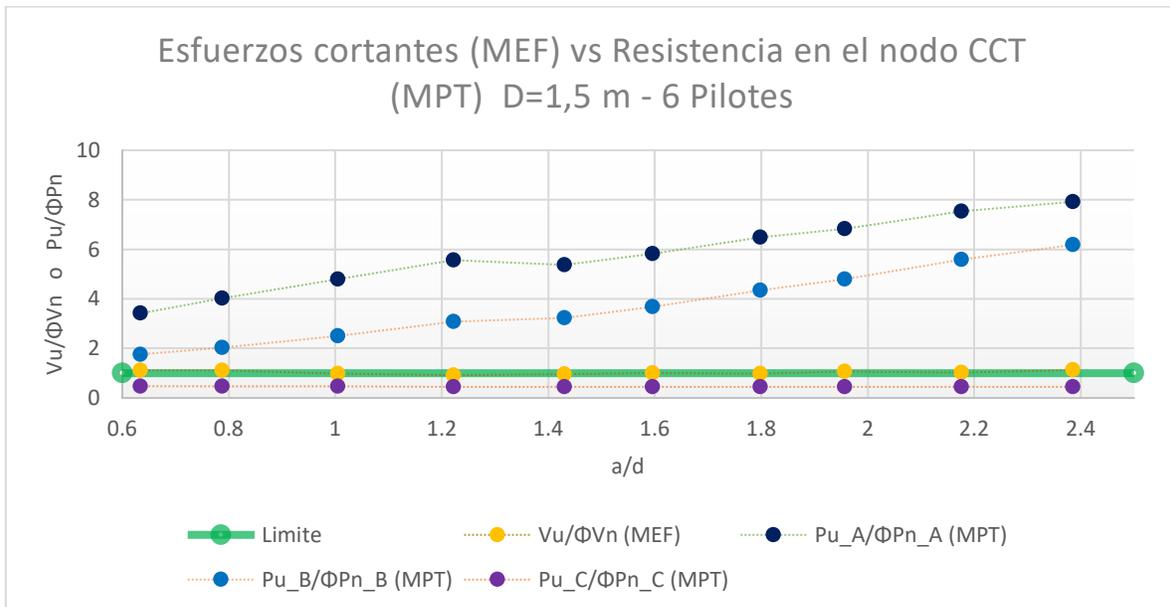


Figura V.72 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,5 m - 6 Pilotes.

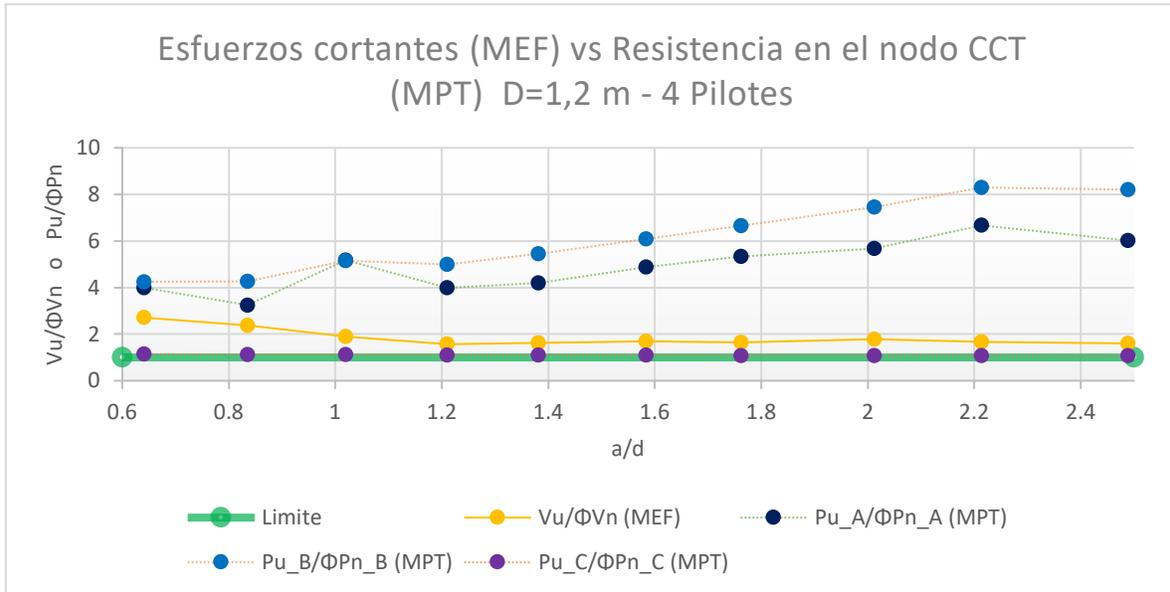


Figura V.73 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,2 m - 4 Pilotes.

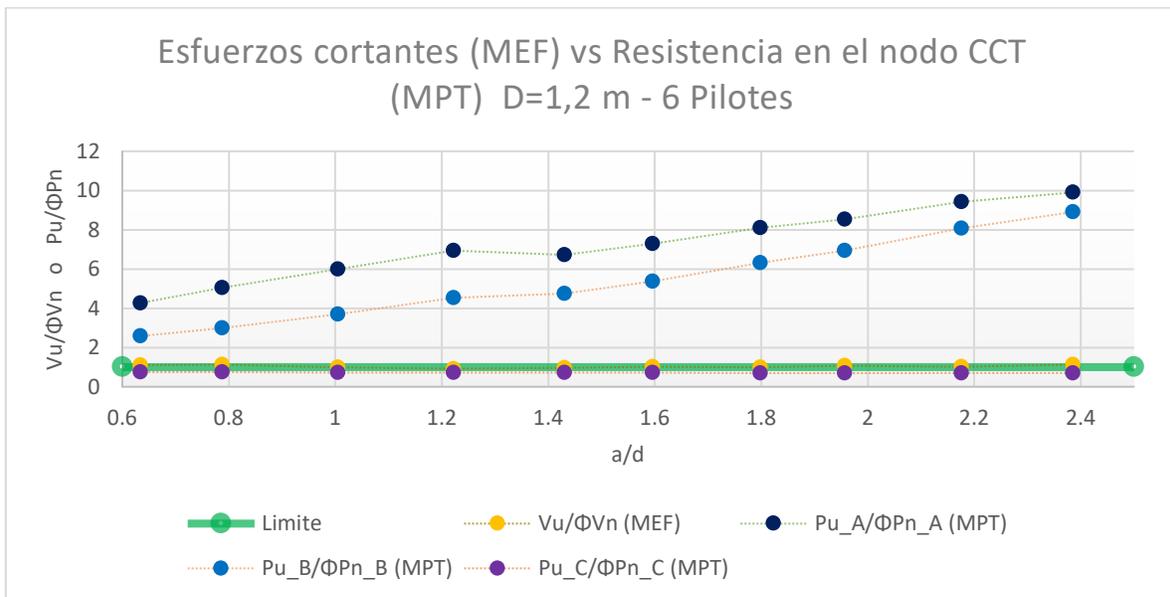


Figura V.74 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,2 m - 6 Pilotes.

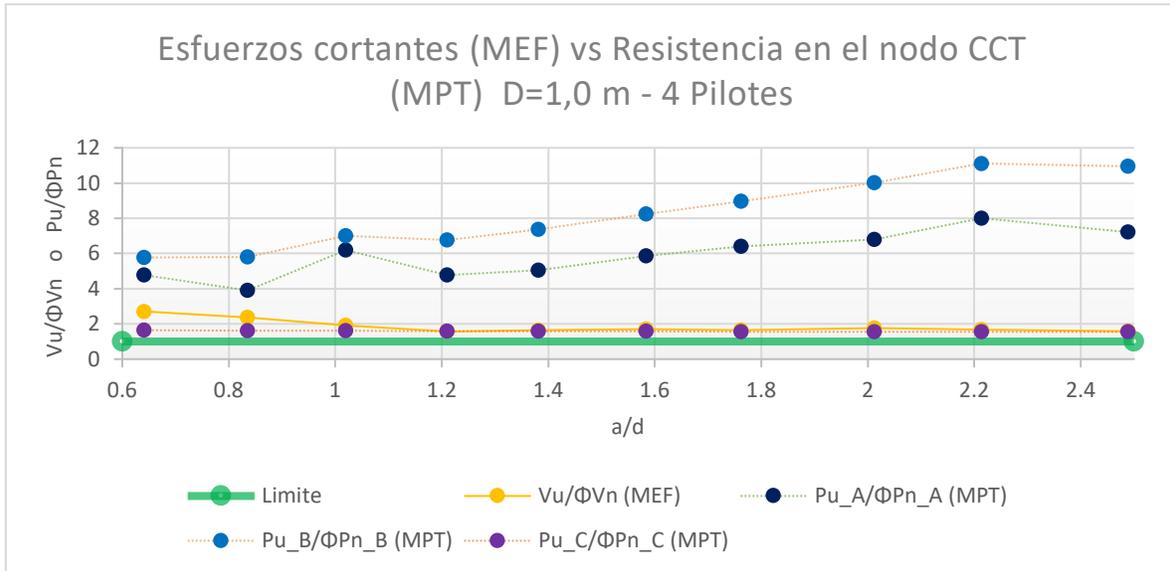


Figura V.75 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 4 Pilotes.

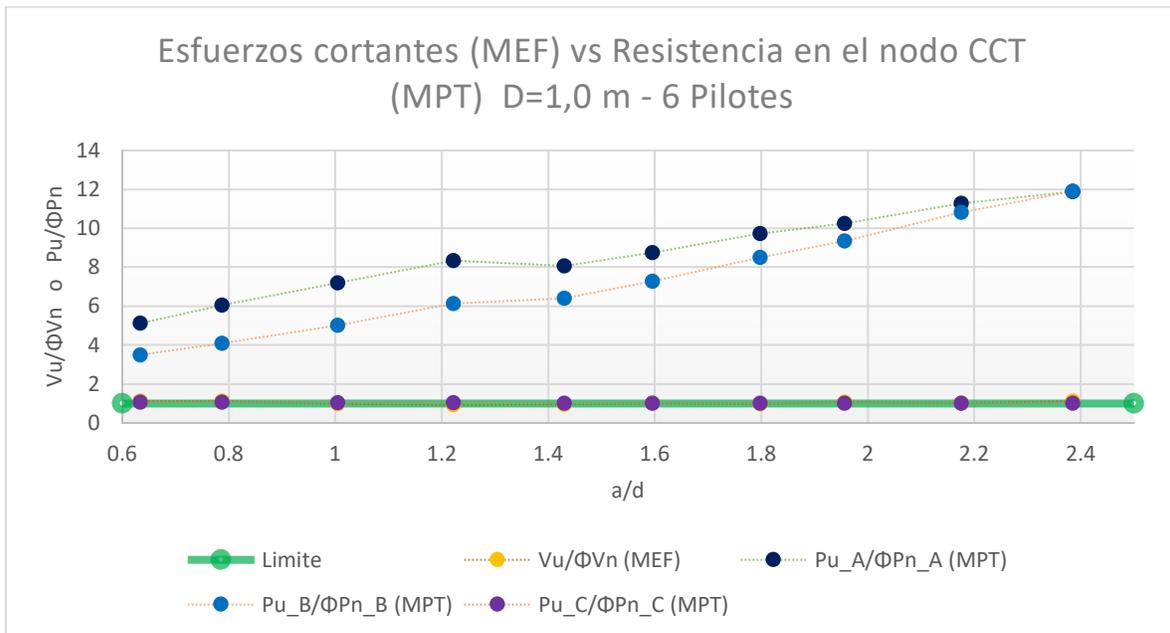


Figura V.76 - Esfuerzos cortantes (MEF) vs Resistencia en el nodo CCT (MPT) D=1,0 m - 6 Pilotes.