

SOMMARIO

1.	PREMESSA	3
1.1	Considerazioni preliminari	3
1.2	Quadro normativo di riferimento adottato	4
1.3	Carichi e combinazione dei carichi verticali	5
1.3.1	Carichi statici	5
1.3.2	Azione del vento	6
1.3.3	Azioni sismiche	7
1.3.4	Combinazione delle azioni	10
1.4	Materiali utilizzati	11
1.4.1	Strutture esistenti	11
1.4.2	Nuove strutture	11
2.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI RINFORZO STRUTTURALE	13
2.1	Descrizione della struttura portante esistente della Scuola	13
2.2	Descrizione dell'intervento di rinforzo strutturale della scuola	27
3.	DEFINIZIONE DELLO SPOSTAMENTO LIMITE DI PROGETTO	40
3.1	Descrizione sintetica del procedimento seguito	40
4.	NON LINEARITÀ MECCANICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	45
4.1	Modello per calcestruzzo confinato	45
4.2	Modello per l'acciaio	47
4.3	Sezioni resistenti	49
4.3.1	Pilastri del piano seminterrato	50
4.3.2	Pilastri del piano terra	74
4.3.3	Pilastri del piano primo	104
4.3.4	Pilastri del piano secondo	128
5.	DEFINIZIONE DEL DRIFT DI PIANO DI PROGETTO	154
6.	PROCEDURA DI PREDIMENSIONAMENTO DEI SETTI DI CONTROVENTO	156
6.1	Fondamenti teorici delle procedura di predimensionamento	156
6.2	Modalità di schematizzazione semplificata del sistema telaio in C.A. + setti	162
6.3	Definizione dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A.	162
6.4	Definizione dell'oscillatore elastico equivalente ai setti di rinforzo	166
6.5	Descrizione della procedura iterativa di predimensionamento	167
6.6	Applicazione della procedura di predimensionamento dei setti di rinforzo	169
6.7	Caratteristiche dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. – stato di fatto - Rigidezza traslazionale equivalente al telaio in C.A.	169
6.8	Taglienti sismici limite ai piani per la struttura equivalente al telaio in C.A.	173
6.9	Altezza equivalente e spostamento assoluto limite dell'oscillatore elastico semplice equivalente al telaio in C.A.	174
6.10	Stima della massa totale partecipante dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. – stato di fatto	175
6.11	Correzione delle proprietà dell'oscillatore elastico semplice equivalente al telaio	177
6.12	Proprietà definitive dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. – stato di fatto	179
6.13	Calcolo iterativo delle rigidezze dei setti di rinforzo – stato di progetto	180
6.14	Risultati di predimensionamento dei setti di rinforzo	187
6.15	Confronto tra i risultati dei calcoli di predimensionamento ed i risultati dell'analisi numerica	194
7.	POST-COMPRESSIONE CON BARRE DYWIDAG	200
7.1	Generalità	200
7.2	Calcoli tensionamento barre Dywidag	201

Relazione di calcolo

7.3	Telai interni	204
7.4	Verifica piastre di ancoraggio barre Dywidag	206
7.4.1	Piastre per telai interni	207
7.4.2	Piastre per telai perimetrali	214
7.4.3	Criticità e/o interferenze particolari	214
7.5	Verifica di compatibilità della post-compressione delle travi dei telai in C.A. della Scuola	214
7.5.1	Risultante delle tensioni nell'acciaio al lembo inferiore e superiore:	214
7.5.2	Risultante delle tensioni nel CLS compresso:	217
7.5.3	Calcolo di Nrd e Mrd nel caso di grande eccentricità (sezione parzializzata)	220
7.5.4	Calcolo di Nrd e Mrd nel caso di piccola eccentricità (sezione interamente reagente)	223
7.5.5	Risultati numerici verifica di compatibilità precompressione	225
8.	PREDIMENSIONAMENTO PERNO E FLANGE DI COLLEGAMENTO DISSIPATORI	231
9.	CALCOLO AUTOMATICO DELLA STRUTTURA	236
9.1	Premessa	236
9.2	Processo di scelta e calibrazione degli accelerogrammi	236
9.3	Modello di calcolo	239
10.	DIMENSIONAMENTO DEFINITIVO STRUTTURA DI RINFORZO	240
10.1	Determinazione delle azioni in fondazione	240
10.2	Dimensionamento fondazioni setti	245
10.2.1	Azioni alla base della palificata	245
10.2.2	Determinazione della lunghezza dei pali	247
10.2.3	Verifica dei pali	248
10.2.4	Verifica dei micropali plinto tipo 2	249
10.2.5	Verifica zoccolo di fondazione	250
10.2.6	Verifica sezione di base	251
10.2.7	Verifica pilastri	251
10.3	Verifiche struttura metallica	252
10.3.1	Involuppo azioni nei singoli elementi	252
10.3.2	Verifica elementi strutturali	258
10.3.3	Verifica dei nodi	263

1. PREMESSA

1.1 Considerazioni preliminari

La soluzione esecutiva che, ad oggi, riesce a coniugare l'obiettivo primario di incrementare significativamente la resistenza alle azioni sismiche della struttura portante della Scuola, con la necessità di non (se possibile) interrompere il regolare svolgimento dell'attività didattica, consiste nel realizzare delle strutture nuove di rinforzo esterne, capaci di contrastare gli spostamenti laterali indotti dalle azioni sismiche, e di contenerli entro un limite massimo tale, ritenuto accettabile e sopportabile dalle strutture portanti esistenti della Scuola. Più precisamente, sono stati previsti dei telai metallici spaziali, da realizzarsi in adiacenza alla struttura portante esistente, che, opportunamente controventati e/o collegati alla medesima, come detto, né limiteranno gli spostamenti laterali per effetto del moto sismico alla base.

Tale strategia di rinforzo, intende garantire che la maggior parte (se non tutti) degli elementi portanti esistenti, possano sopportare lo scuotimento sismico senza collassare, e di intervenire, ove necessario, con interventi localizzati di rinforzo, in tutti quegli elementi portanti che invece non riuscissero a superare, con le proprie capacità resistenti, l'incremento dello stato di sollecitazione interno per effetto del sisma.

E' evidente quindi che, il punto cruciale di tutto lo studio progettuale, è la valutazione, con la maggiore attendibilità possibile, di quale sia la capacità di deformazione laterale della struttura portante della Scuola, che può essere sopportata in caso di sisma.

La definizione quindi, per ogni impalcato, dello *spostamento limite di progetto*, che la struttura portante della scuola potrà/dovrà sopportare in occasione di eventi sismici importanti, ha condizionato quindi tutte le scelte progettuali.

L'intervento di miglioramento della capacità resistente alle azioni sismiche della struttura portante della Scuola, scaturisce:

- dai risultati di analisi strutturali preliminari, che hanno permesso di comprendere quali fossero le strategie percorribili di rinforzo e l'efficacia relativa;
- da scelte funzionali miranti a rendere minimo il disagio che le attività di cantiere avrebbero prodotto allo svolgimento delle attività scolastiche.

Lo *spostamento limite di progetto* di ogni impalcato, è stato valutato dopo avere stimato a priori il drift di piano che gli elementi portanti verticali (i pilastri) possono assorbire senza giungere al collasso.

Gli strumenti fondamentali impiegati per la definizione dello *spostamento limite di progetto*, sono i seguenti:

- Il legame *Momento-curvatura-sforzo assiale* per ogni sezione resistente dei vari pilastri;
- Il legame *Momento-drift-sforzo assiale* per ogni pilastro.

Il diagramma *Momento-drift-sforzo assiale*, valutato con *elementi a fibre*, ha permesso di definire la capacità deformativa per azioni laterali dei pilastri, prima di giungere al collasso: informazione fondamentale per la definizione dello *spostamento limite di progetto*.

Dal diagramma *Momento-drift-sforzo assiale*, è stato ricavato direttamente anche il diagramma *taglio-drift-sforzo assiale*, che fornisce informazioni utili ad escludere la formazione anticipata di meccanismi di collasso fragili a taglio per i pilastri.

Il diagramma *momento-curvatura-sforzo assiale*, calcolato per ogni sezione resistente dei pilastri, ha permesso di calibrare le *cerniere plastiche* che sono state impiegate nelle analisi pushover condotte preliminarmente per valutare la capacità di spostamento globale della struttura prima di giungere al collasso.

Noto quindi lo *spostamento limite di progetto*, si è poi proceduto con il predimensionamento delle nuove strutture di rinforzo della Scuola e con la verifica sia delle membrature portanti esistenti della Scuola che di quelle nuove dei rinforzi.

Si comprende quindi come, nella sua interesse, l'intervento di miglioramento della capacità resistente alle azioni sismiche della struttura portante della Scuola, sia scaturito quindi:

- da una serie di analisi e studi preliminari per la definizione dello *spostamento limite di progetto*;
- da una fase di predimensionamento degli elementi di rinforzo e da una serie di analisi preliminari di taratura e calibrazione della soluzione progettuale individuata;
- da scelte funzionali miranti a rendere minimo il disagio che le attività di cantiere avrebbero prodotto allo svolgimento delle attività scolastiche;
- dall'esame di una serie di interventi di rinforzo che potessero garantire il superamento di una serie di problematiche scaturite dall'esame dei risultati delle analisi numeriche preliminari e connesse con l'interazione tra i due sistemi strutturali: telaio in C.A. esistente per la Scuola, e setti di rinforzo metallici esterni.
- dai risultati quindi delle analisi numeriche finali, condotte sulla soluzione di rinforzo definitiva.

Il presente documento presenta quindi tutti gli aspetti fondamentali che possono permettere al soggetto Collaudatore e/o all'Ente di Controllo in materia di vigilanza sismica, di poter ricostruire e/o comprendere il processo di indagine strutturale e di progetto/verifica che è stato adottato.

La prima sezione della presente relazione, è dedicata quindi alla descrizione:

- della struttura portante dei blocchi aule della Scuola;
- all'inserimento dei setti di rinforzo;
- degli ulteriori accorgimenti necessari per garantire che la soluzione ipotizzata possa funzionare.

Nella seconda sezione si descrive invece come si è giunti, praticamente, alla definizione di uno *spostamento limite di progetto*, che è stato poi impiegato nella fase di predimensionamento dei setti di rinforzo.

La terza sezione della relazione è invece dedicata a presentare la procedura di calcolo adottata in fase di predimensionamento dei setti di rinforzo.

1.2 Quadro normativo di riferimento adottato

E' di seguito definito il quadro normativo tecnico, assunto quale riferimento cogente nello sviluppo della progettazione strutturale:

- Regio Decreto n° 2229/39
- Legge 05/11/1971 n° 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- Legge 02/02/1974 n° 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- D.P.R. 06/06/2001 n°380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- D.M. INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare n.617 del 02/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008"
- Legge Regionale n.19 del 30 Ottobre 2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- Deliberazione della Giunta Regionale n.678 del 23 Maggio 2011 "Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera, riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell'articolo 9, comma 4, della L.R. 19 del 2008"

Relazione di calcolo

- Deliberazione della Giunta Regionale n. 1373 del 26 Settembre 2011 "Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del Permesso di Costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art.12, comma 1, e dell'art.4, comma 1, della Legge Regionale n.19 del 2008

- Norme CNR-UNI 10024/84 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"

1.3 Carichi e combinazione dei carichi verticali**1.3.1 Carichi statici**

Dai saggi eseguiti sulle strutture esistenti e ampiamente riportati nella relazione SR6.0 si può assumere una densità del cls esistente di circa 20 kN/m^3 (scarsa qualità anche in termini di composizione oltre che ovviamente di resistenza) e pertanto un peso proprio delle strutture in c.a. pari a circa:

$$\gamma_{CA} = 22 \text{ kN/m}^3$$

Dal saggio effettuato sul pavimento si è potuto determinare l'entità dei carichi permanenti dovuti al peso delle strutture orizzontali.



La struttura è stata realizzata con un solaio in laterocemento da 24 cm più 8 cm di massetto non armato di peso proprio valutabile in $2.50 + 20 \cdot 0.08 \approx 4.10 \text{ kN/m}^2$.

A questo peso vanno aggiunti la pavimentazione in piastrelle e le tramezzature, che, in base a quanto prescritto al punto 3.1.3 delle NTC 2008, valgono 1.20 kN/m^2 .

Le verifiche in seguito riportate sono state svolte attribuendo agli impalcati i seguenti carichi:

Solaio piani intermedi**Peso proprio (G1)**

Solaio H24+8	4.10	kN/m ²
--------------	------	-------------------

Peso portato (G2)

Pavimento e sottofondo	0.20	kN/m ²
------------------------	------	-------------------

Tramezzi	<u>1.20</u>	<u>kN/m²</u>
	1.40	kN/m²

Carico d'esercizio (Q)

Ambienti suscettibili di affollamento	3.00	kN/m ²
---------------------------------------	------	-------------------

Solaio di copertura**Peso proprio (G1)**

Solaio H24+8

4.10 kN/m²**Peso portato (G2)**

Pavimento e sottofondo

0.20 kN/m²

Pannelli solari

0.30 kN/m²0.50 kN/m²**Carico d'esercizio (Q)**

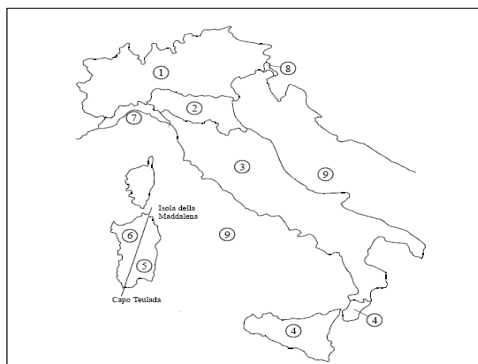
Neve

1.20 kN/m²**1.3.2 Azione del vento**

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0,015
a_0 (altitudine sul livello del mare [m])			50
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_0 \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_0 - a_0)$ per $a_0 < a_0 \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25,000
α_{Rk} (T_R)			1,00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_{Rk}$ [m/s]			25,018

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot C_{pe} \cdot C_{pd}$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
C_{pe} (coefficiente di esposizione)
C_{pd} (coefficiente di forma)
C_{di} (coefficiente dinamico)

**Pressione cinetica di riferimento**

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

q_b [N/mq]	391,20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria di vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione**Classe di rugosità del terreno**

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5	ZONE 6	ZONE 7,8	ZONE 9
costa mare 2 km 10 km 30 km 750m	costa mare 2 km 10 km 30 km 500m	mare costa 1.5 km 0.5 km	costa mare
A -- IV IV V V V	A -- III IV V V V	A -- -- IV	A -- I
B -- III III IV IV IV	B -- II III IV V IV	B -- -- IV	B -- I
C -- * III III IV IV	C -- II III III IV	C -- -- III	C -- I
D I II II II III **	D I I II II III	D I II *	D I I
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5			
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1			

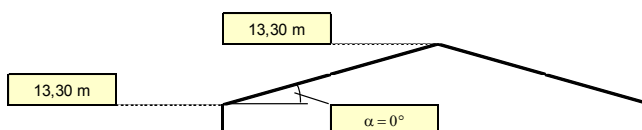
$$C_{pe}(z) = k_r^2 \cdot C_{ti} \ln(z/z_0) [7 + C_{ti} \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$C_{pe}(z) = C_{pe}(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

z [m]	C_{pe}
$z \leq 8$	1,634
$z = 13,3$	1,981
$z = 13,3$	1,981

Zona	Classe di rugosità	a_0 [m]
2	B	50

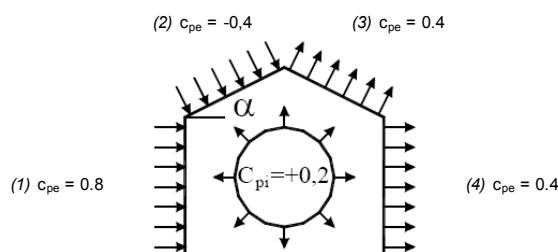
Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	C_{ti}
IV	0,22	0,3	8	1



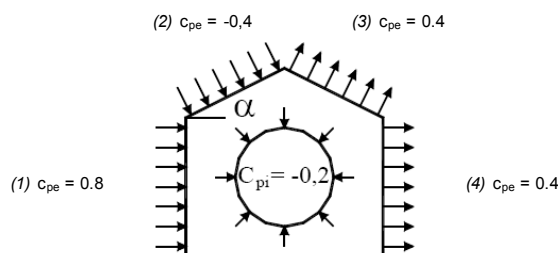
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,620
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,310
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,310
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,310

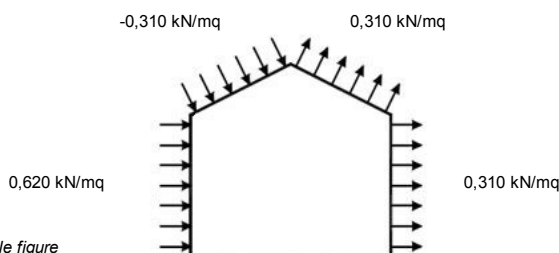


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,620
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,310
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,310
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,310



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,620
(2)	-0,310
(3)	0,310
(4)	0,310

**N.B.** Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

1.3.3 Azioni sismiche

1.3.3.1 Classe d'uso dell'edificio

Il punto 2.4.2 delle NTC 2008 prevede la suddivisione in 4 classi d'uso dei fabbricati.

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: Costruzioni con normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti nelle classi III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi conseguenze rilevanti;
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti nella classe IV. Ponti e reti viarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente.

Secondo il Decreto del Capo della Protezione Civile n° 3685 del 21.10.2003 le scuole, in quanto edifici soggetti ad affollamento significativo, ricadono in classe III (EDIFICI RILEVANTI)

1.3.3.2 Vita nominale della struttura

La vita nominale V_n è il numero di anni durante i quali la struttura, purché soggetta ad una manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La tabella 2.4.I delle NTC 2008 disciplina la vita nominale dei fabbricati per diversi tipi di opere.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita nominale V _n (in anni)
1	Opere provvisorie – opere provvisionali – strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Secondo il DCPC n° 3685 del 21.10.2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso sono dipendenti dalla classe d'uso; pertanto gli edifici adibiti a scuola ricadono in categoria 2, dovendo garantire una vita nominale maggiore di 50 anni.

1.3.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r, ottenuto moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente C_u dipendente dalla classe d'uso della costruzione secondo la formula

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

La tabella 2.4.II delle NTC 2008 stabilisce i valori del coefficiente d'uso C_u al variare della classe d'uso dell'edificio.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C _u	0,7	1,0	1,5	2,0

La tabella C.2.4.I della Circolare 02.02.2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sotto riportata, indica gli intervalli di valori attribuiti a V_r al variare della vita nominale e della classe d'uso dell'edificio.

Vita nominale V _n	Valori di V _r			
	Classe d'uso			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Il Valore di riferimento (V_r) per la costruzione oggetto di indagine viene pertanto determinato in 75 anni. Una volta determinata la vita nominale V_n del fabbricato e il periodo di riferimento V_r dell'azione sismica occorre definire la pericolosità sismica di base.

1.3.3.4 Pericolosità sismica di base

Per eseguire qualsiasi verifica sismica, la prima grandezza da determinare è il periodo di ritorno T_r dell'azione sismica. Secondo le NTC 2008, infatti, il periodo di ritorno caratterizza la pericolosità sismica di un sito, definita come la probabilità che, in un certo lasso di tempo, si verifichi nello stesso luogo un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

Tale lasso di tempo è il periodo di riferimento V_r sopra calcolato (75 anni) mentre la probabilità (P_{vr}) è la grandezza percentuale che indica la possibilità di superamento del valore prefissato durante il periodo di riferimento.

La probabilità di superamento P_{vr}, detta anche probabilità di eccedenza, è strettamente legata alle prestazioni attese dalla costruzione, cioè dallo stato limite che si intende non debba essere superato.

Relazione di calcolo

Per la valutazione della sicurezza di strutture esistenti, le NTC 2008 danno la possibilità di eseguire le verifiche con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi, dei quali si può scegliere se conseguire lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) od in alternativa lo Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC).

L'opportunità di poter omettere la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD) trova giustificazione nella precisa scelta della norma di focalizzare l'attenzione verso quegli stati limite di verifica che più si avvicinano al collasso ritenendo quindi che una costruzione esistente debba essere soprattutto preservata dall'eventuale crollo.

I valori delle probabilità di superamento (P_{vr}), o di eccedenza, nel periodo di riferimento V_r , relativamente agli stati limite da verificare, Stato Limite di Danno (SLD) e Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), sono riportate nella Tabella 3.2.I delle NTC 2008.

Stato Limite	P _{vr} – probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _r
Stato Limite di Danno (SLD)	63%
Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)	10%

Il Periodo di ritorno del sisma T_r si ricava dalla relazione:

$$T_r = - \frac{V_n \cdot C_u}{\ln(1 - P_{vr})}$$

ottenendo per i vari stati limite le espressioni di T_r in funzione di V_r come disposto dalla Tabella C.3.2.I della Circolare 2 febbraio 2009, sotto riportata.

Stato Limite	Valori in anni del periodo di ritorno T_r al variare del periodo di riferimento V_r
Stato Limite di Danno (SLD)	$T_r = V_r$ (75 anni)
Stato di Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	$T_r = 9,5 V_r$ (712 anni)

In particolare, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) il periodo di ritorno è stimato in 712 anni.

1.3.3.5 Parametri di pericolosità sismica del sito

I tre parametri caratteristici della pericolosità sismica del sito oggetto di indagine sono l'**accelerazione orizzontale massima (a_g)**, espressa in decimi dell'accelerazione di gravità, il **coefficiente di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_o)**, adimensionale, ed il **periodo di inizio del tratto a velocità costante delle componenti orizzontali (T_c^*)**, espresso in secondi.

Tali parametri vengono determinati in base alle coordinate geografiche del luogo in cui sorge la struttura oggetto di verifica, con riferimento al relativo stato limite da indagare, in funzione del periodo di ritorno (T_r).

Per le modalità di determinazione dei parametri sismici è stato utilizzato il documento EXCEL SPETTRI NTC, nella versione 1.0.3, messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Le coordinate geografiche WGS84 del baricentro della Scuola Elementare, espresse nel sistema sessagesimale sono le seguenti:

Latitudine = 44,7935°

Longitudine = 10,3060°

Dalla mappa di pericolosità sismica definita nel progetto S1 – INGV si ricava che il sito di riferimento corrispondente alle coordinate geografiche della scuola è inserito nella maglia elementare identificata dai quattro nodi a cui corrispondono parametri sismici a_g , F_o e T_c^* relativi ai periodi di ritorno T_r di 475 anni e 975 anni così come previsto dalla Tabella 1 dell'Allegato B delle NTC 2008.

Su quest'argomento si rimanda comunque al successivo paragrafo 9.2 ed alla Relazione sismica SR.04.0.

1.3.4 Combinazione delle azioni

La combinazione delle diverse condizioni di carico è stata svolta secondo il punto 2.5.3 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, adottando la combinazione di base fondamentale e la combinazione sismica:

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI	
Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.	
- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):	
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:	
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:	
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:	
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$	(2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):	
$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$	(2.5.5)
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni	

La combinazione di carico è stata originata dalle seguenti condizioni di carico elementari:

- Peso proprio della struttura G_{1k} ;
- Permanenti non strutturali G_{2k} ;
- Carichi accidentali residenziali Q_{sk} ;
- Carichi dovuti alla neve Q_{sk} ;
- Carichi dovuti all'azione del vento Q_{sk} ;
- Carico sismico E_k .

Nel seguito si riportano i coefficienti parziali e i coefficienti di combinazione impiegati:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I coefficienti parziali impiegati sono tutti del tipo sfavorevole.

Relazione di calcolo**1.4 Materiali utilizzati****1.4.1 Strutture esistenti**

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono le seguenti (si veda più dettagliatamente la relazione S.R6.0)

❑ Calcestruzzo elementi piano interrato	$R_m =$	13	MPa
fattore di conoscenza (LC3)		1.0	
fattore di sicurezza	$\gamma_m =$	1.5	
resistenza di progetto	$f_{cd} =$	8.67	MPa
❑ Calcestruzzo elementi piano terreno	$R_m =$	14	MPa
fattore di conoscenza (LC3)		1.0	
fattore di sicurezza	$\gamma_m =$	1.5	
resistenza di progetto	$f_{cd} =$	9.33	MPa
❑ Calcestruzzo elementi piano primo	$R_m =$	18	MPa
fattore di conoscenza (LC3)		1.0	
fattore di sicurezza	$\gamma_m =$	1.5	
resistenza di progetto	$f_{cd} =$	12.0	MPa
❑ Calcestruzzo elementi ultimo piano	$R_m =$	10	MPa
fattore di conoscenza (LC3)		1.0	
fattore di sicurezza	$\gamma_m =$	1.5	
resistenza di progetto	$f_{cd} =$	6.67	MPa
❑ Acciaio per c.a.	Aq42		
tensione di snervamento	$f_{yk} =$	350	MPa
fattore di conoscenza (LC3)		1.0	
fattore di sicurezza	$\gamma_m =$	1.15	
resistenza di progetto	$f_{yd} =$	304	MPa

1.4.2 Nuove strutture

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono le seguenti (si veda più dettagliatamente la relazione S.R3.0)

❑ Calcestruzzo per pali di fondazione			
Classe di resistenza		25/30	
Resis. compr. di calcolo f_{cd}		14,16	MPa
Resis. media a trazione f_{ctm}		2,60	MPa
Modulo Elastico Normale E_c		31475	MPa
Coeff. di Poisson		0,20	
❑ Calcestruzzo per basamento setti controventanti			
Classe		28/35	
Resis. compr. di calcolo f_{cd}		16,46	MPa
Resis. media a trazione f_{ctm}		2,83	MPa
Modulo Elastico Normale E_c		32588	MPa
Coeff. di Poisson		0,20	
❑ Acciaio per armature B450C			
Resistenza caratteristica di snervamento f_{yk}		450	MPa
Resistenza caratteristica di rottura f_{tk}		540	MPa
❑ Acciaio per carpenteria metallica controventi			

Relazione di calcolo

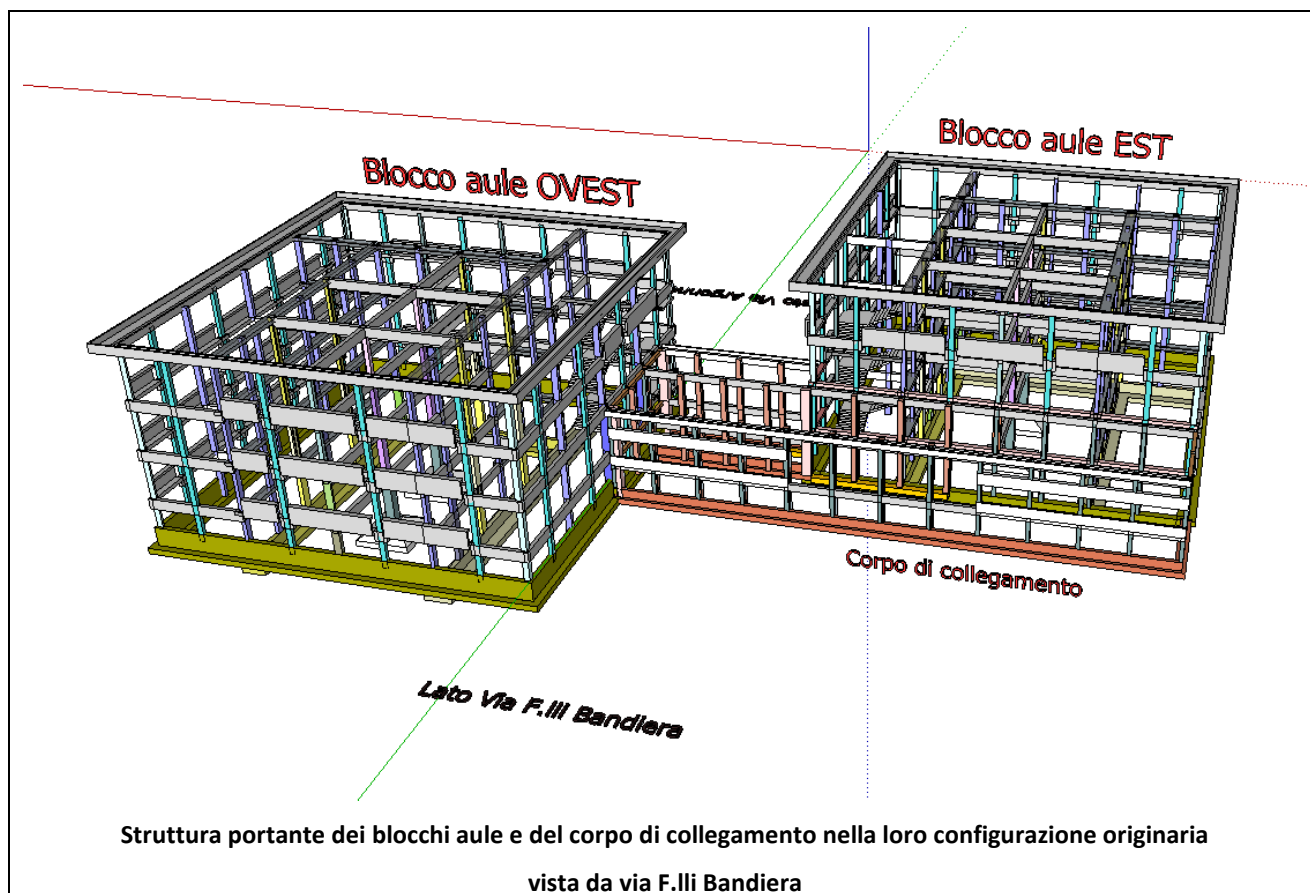
<i>Classe</i>	<i>S 355 JR</i>	
<i>Resistenza caratteristica di snervamento f_{yk}</i>	355	MPa
<i>Resistenza caratteristica di rottura f_{tk}</i>	510	MPa
<i>Modulo Elastico E</i>	210000	MPa
<i>Coefficiente di Poisson</i>	0,3	
<i>Densità</i>	78.50	kN/m ³
<input type="checkbox"/> <i>Bulloni controventi</i>		
<i>Bulloni ad alta resistenza</i>	10.9	
<i>Tensione di snervamento f_{yb}</i>	800	MPa
<i>Tensione di snervamento f_{tb}</i>	1000	MPa
<input type="checkbox"/> <i>Acciaio per carpenteria metallica tettoia</i>		
<i>Classe</i>	<i>S 275 JR</i>	
<i>Resistenza caratteristica di snervamento f_{yk}</i>	275	MPa
<i>Resistenza caratteristica di rottura f_{tk}</i>	430	MPa
<i>Modulo Elastico E</i>	210000	MPa
<i>Coefficiente di Poisson</i>	0,3	
<i>Densità</i>	78.50	kN/m ³
<input type="checkbox"/> <i>Bulloni tettoia</i>		
<i>Bulloni ad alta resistenza</i>	8.8	
<i>Tensione di snervamento f_{yb}</i>	640	MPa
<i>Tensione di snervamento f_{tb}</i>	800	MPa
<input type="checkbox"/> <i>Acciaio per barre di precompressione Dywidag</i>		
<i>Qualità:</i>	<i>Y 1050H (UNI EN 10025 e 10083-2)</i>	
<i>Tipologia barre:</i>	<i>18WR a filettatura continua</i>	
<i>Diametro nominale</i>	ϕ 17.5	mm
<i>Tensione di snervamento f_{yk}</i>	\geq 950	MPa
<i>Tensione di rottura f_{tk}</i>	\geq 1050	MPa
<i>Tensione massima di tesatura:</i>	204	kN
<i>Allungamento a rottura A_s</i>	\geq 5 %	
<i>Modulo Elastico E</i>	200000	MPa
<i>Coefficiente di Poisson</i>	0,3	
<i>Densità</i>	78.50	kN/m ³
<input type="checkbox"/> <i>Acciaio per dissipatori elasto-viscosi</i>		
<i>Classe</i>	<i>Fe NCD3 bonificato</i>	
<i>Resistenza caratteristica di snervamento f_{yk}</i>	785	MPa
<i>Resistenza caratteristica di rottura f_{tk}</i>	980	MPa
<i>Modulo Elastico E</i>	210000	MPa
<i>Coefficiente di Poisson</i>	0,3	
<i>Densità</i>	78.00	kN/m ³

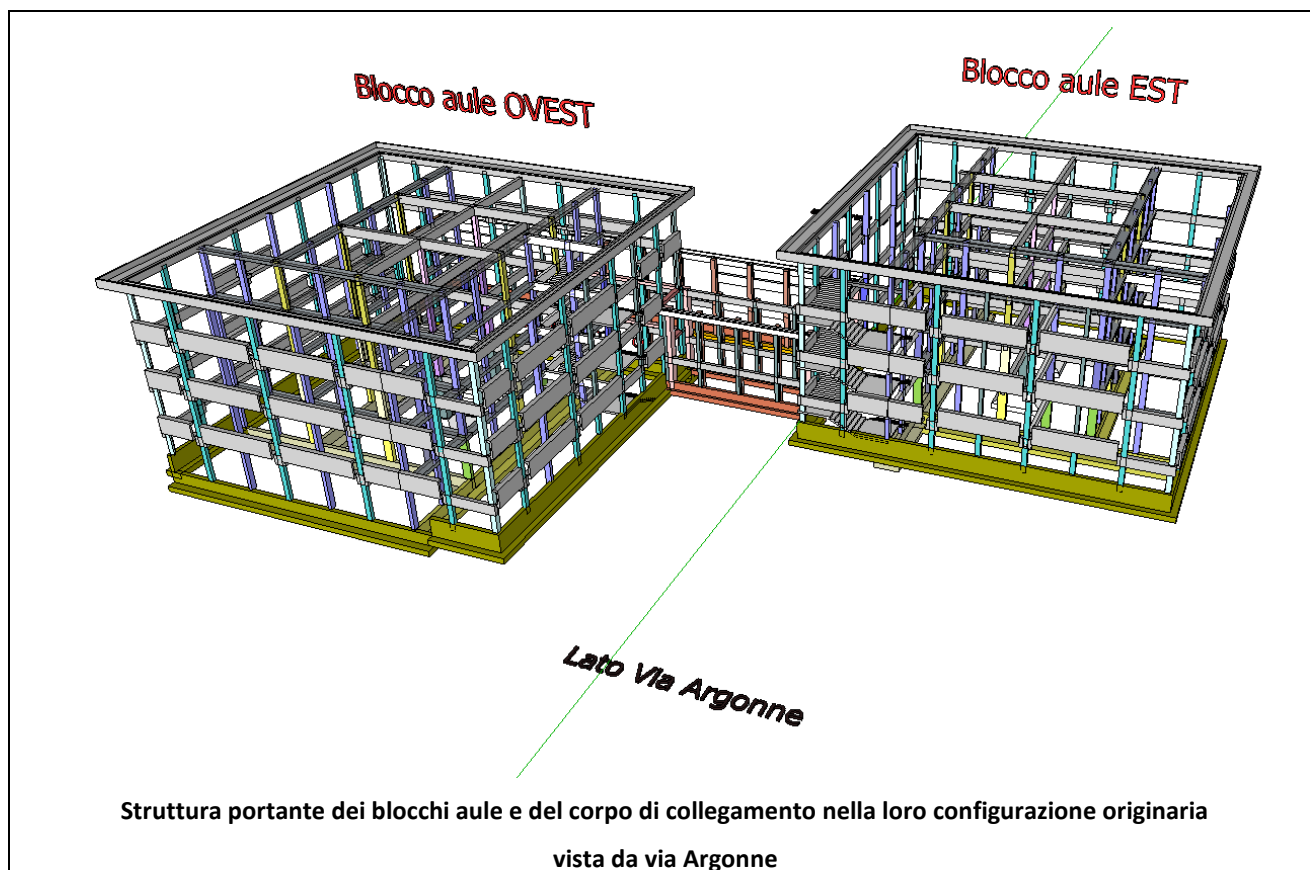
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI RINFORZO STRUTTURALE

In questa sezione si forniscono gli elementi strettamente necessari che descrivono la configurazione planivolumetrica della struttura portante in C.A. dei blocchi aule della Scuola, e la modalità con cui saranno inseriti i setti di controvento esterni e relativi ulteriori accorgimenti tecnici.

2.1 Descrizione della struttura portante esistente della Scuola

Nella sua configurazione originaria la Scuola era costituita da due blocchi aule a forma parallelepipedica ciascuno aventi dimensioni in pianta 25mx25m ed altezza circa 12,5 m. A livello del piano terra, i due blocchi aule erano uniti tra di loro da un corpo di collegamento che, oltre a consentire l'accesso alla Scuola sia da via Argonne che da via F.lli Bandiera, era anche l'unico elemento di smistamento/collegamento tra i due blocchi aule.



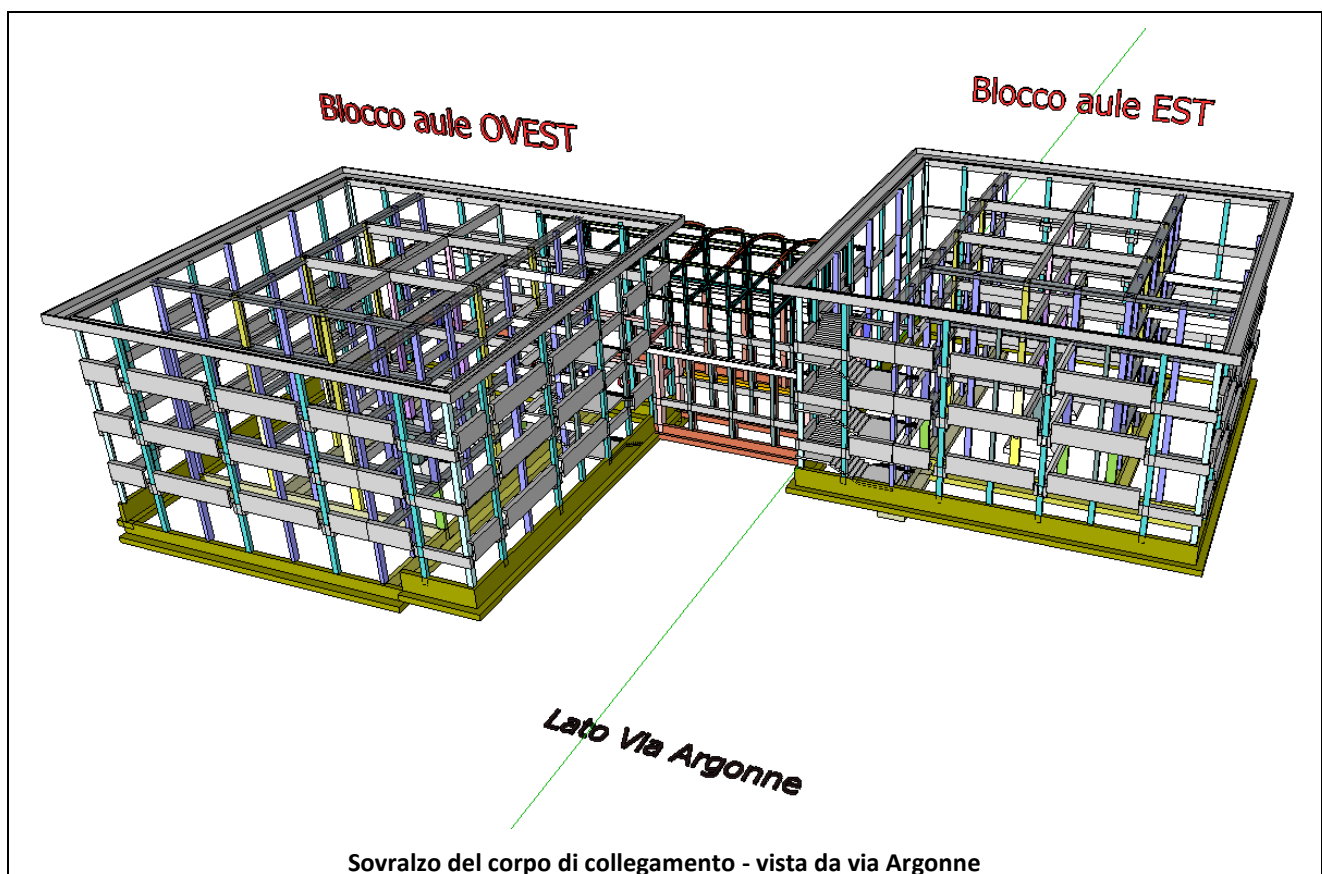
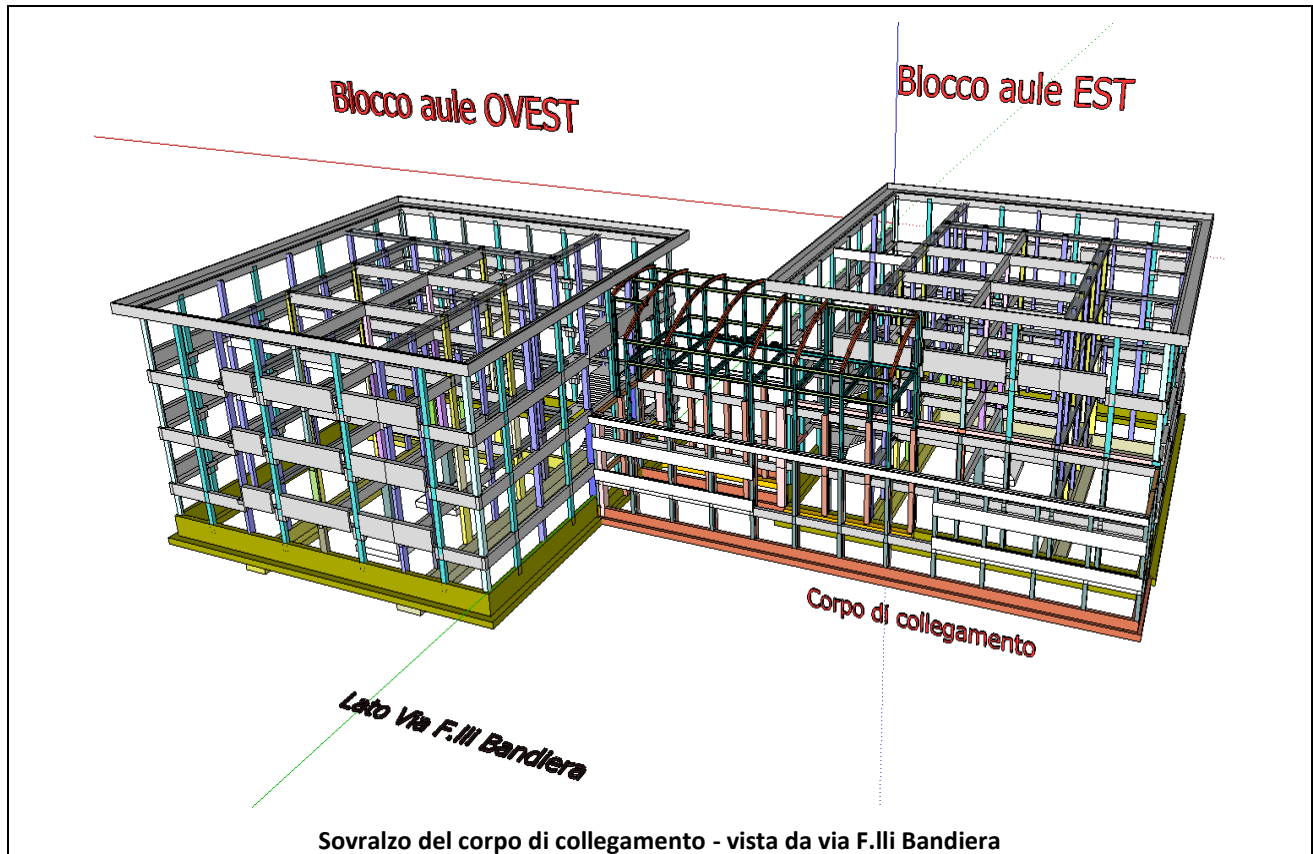


Come si può facilmente dedurre dal disegno, la struttura portante dei due blocchi aule e del corpo di collegamento, è costituita da telai spaziali di travi e pilastri in C.A., poggianti sul terreno mediante un sistema di travi di fondazione a "T rovescia".

La struttura portante dei blocchi aule e del corpo di collegamento è completata da orizzontamenti costituiti da solai latero-cementizi di 24 cm di spessore, e rampe di scale con soletta portante sempre in C.A..

Le specchiature dei telai perimetrali esterni sono per gran parte finestate, mentre, nelle porzioni rimanenti, sono presenti murature di tamponamento in laterizio faccia a vista in mattoni DOPPIO UNI da 25 cm di spessore.

Nel 2008, forse per rendere più agevole le comunicazioni tra i due blocchi aule, il corpo di collegamento è stato sovralzato migliorando il collegamento funzionale tra i due edifici a tutti i piani; il disegno seguente mostra quindi l'inserimento del sovranzo del corpo di collegamento, individuando la configurazione strutturale dello *stato di fatto* per la Scuola:



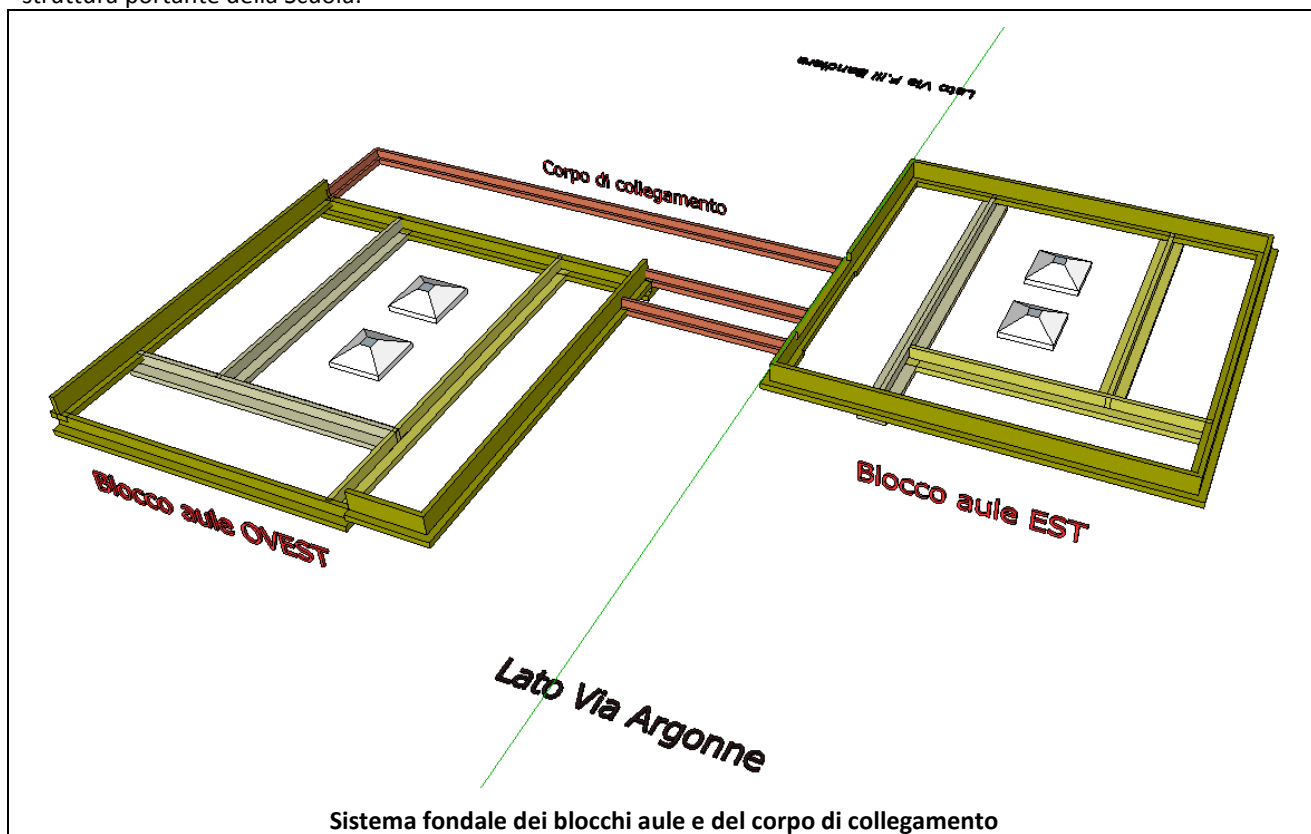
Il sovralzato del corpo di collegamento è stato realizzato con una struttura in acciaio.

Fortunatamente, sono stati recuperati tutti i disegni progettuali dell'epoca (architettonici e strutturali), che hanno consentito la ricostruzione tridimensionale della struttura portante della Scuola; tale ricostruzione si è rivelata strategica, in fase progettuale, sia per valutare l'inserimento dei setti in carpenteria metallica e le particolarità dei sistemi di ancoraggio alla struttura esistente, che per la costruzione del modello di calcolo.

La ricostruzione tridimensionale della maglia strutturale spaziale della struttura portante della Scuola, a partire dai disegni di carpenteria del C.A., ha subito messo in evidenza le peculiarità tipiche di una pratica progettuale non più attuale (anni '80), finalizzata prevalentemente a raggiungere uno sfruttamento massimo dei materiali strutturali, ma che ha introdotto criticità notevoli nella fase di definizione dell'intervento di progetto in presenza di azioni sismiche significative.

Pilastrini che si rastremano da terra a tetto, presenza di travi di impalcato ribassate ed in spessore di solaio, travi che modificano la loro sezione resistente lungo lo stesso allineamento, pilastrini aventi sezioni differenti dalla rettangolare, staffature ed armature non particolarmente abbondanti nei pilastrini e nelle travi, telai non completi nelle due direzioni ortogonali (quindi campi di solaio delimitati da maglie strutturali di dimensioni differenti), sono infatti solo alcune delle caratteristiche intrinseche strutturali riscontrate e tipiche di strutture portanti in C.A. progettate non tenendo conto delle azioni sismiche. A queste si aggiungono alcuni accorgimenti architettonico-strutturali sulle travature di bordo che completano un quadro di soluzioni strutturali, già di per sé piuttosto variegato.

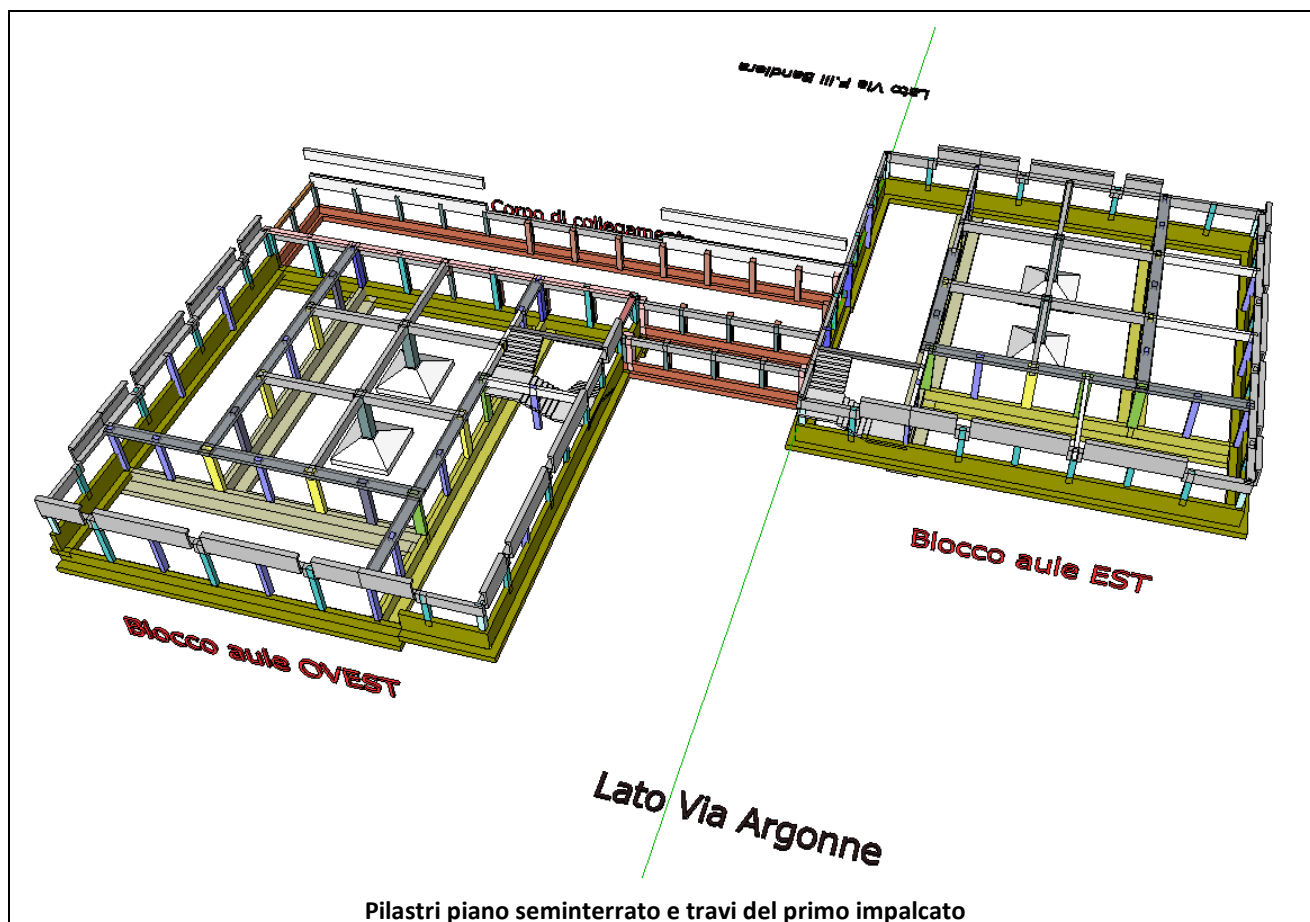
Con l'aiuto di alcuni sketch 3D è possibile fornire una visione di insieme sulle criticità costruttive intrinseche nella struttura portante della Scuola:



Dal disegno risulta immediatamente visibile che le travi di fondazione a "T rovescia" non hanno tutte la medesima quota di posa a terra.

Sono presenti inoltre plinti isolati nella zona centrale dei due blocchi aule.

Il *piano campagna* si trova 5 cm al di sotto della parte sommitale delle nervature delle travi di fondazione a "T rovescia": più precisamente di quelle travi di fondazione che, nel disegno precedente, hanno la nervatura che raggiunge la quota maggiore.



Pilastri piano seminterrato e travi del primo impalcato

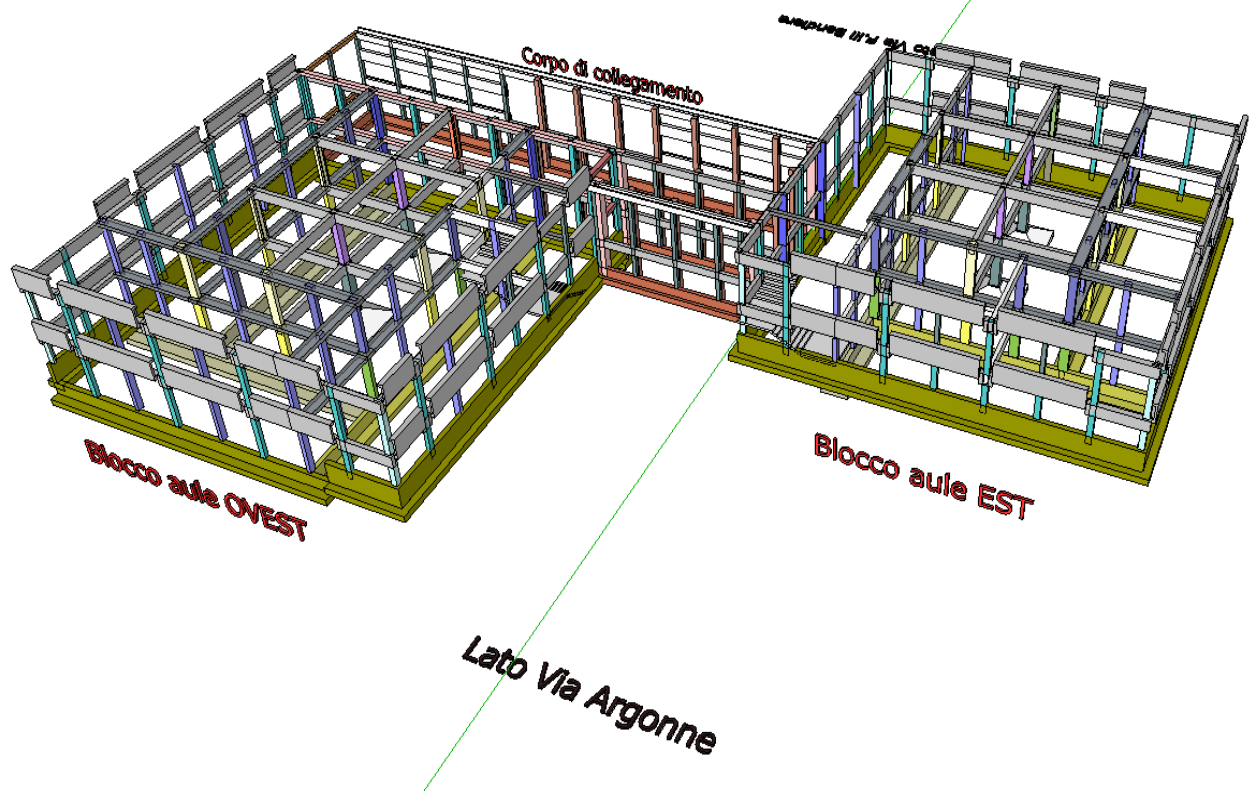
Dal disegno risulta immediatamente visibile che al piano seminterrato i pilastri non hanno tutti la medesima altezza: gran parte dei pilastri perimetrali sono ben più corti dei pilastri interni.

La presenza di pilastri corti a piano terra, è una delle criticità maggiori della struttura portante della Scuola, perché costituisce un primo elemento di vulnerabilità alle azioni sismiche.

Sono poi visibili travi di impalcato sia *ribassate* che *in spessore di solaio*; tali tipologie di travi sono addirittura riconoscibili lungo lo sviluppo longitudinale della medesima trave di impalcato.

I telai in C.A. non sono completi nelle due direzioni ortogonali.

Le travi perimetrali presentano brusche variazioni di rigidezza proprio in corrispondenza dei pilastri.



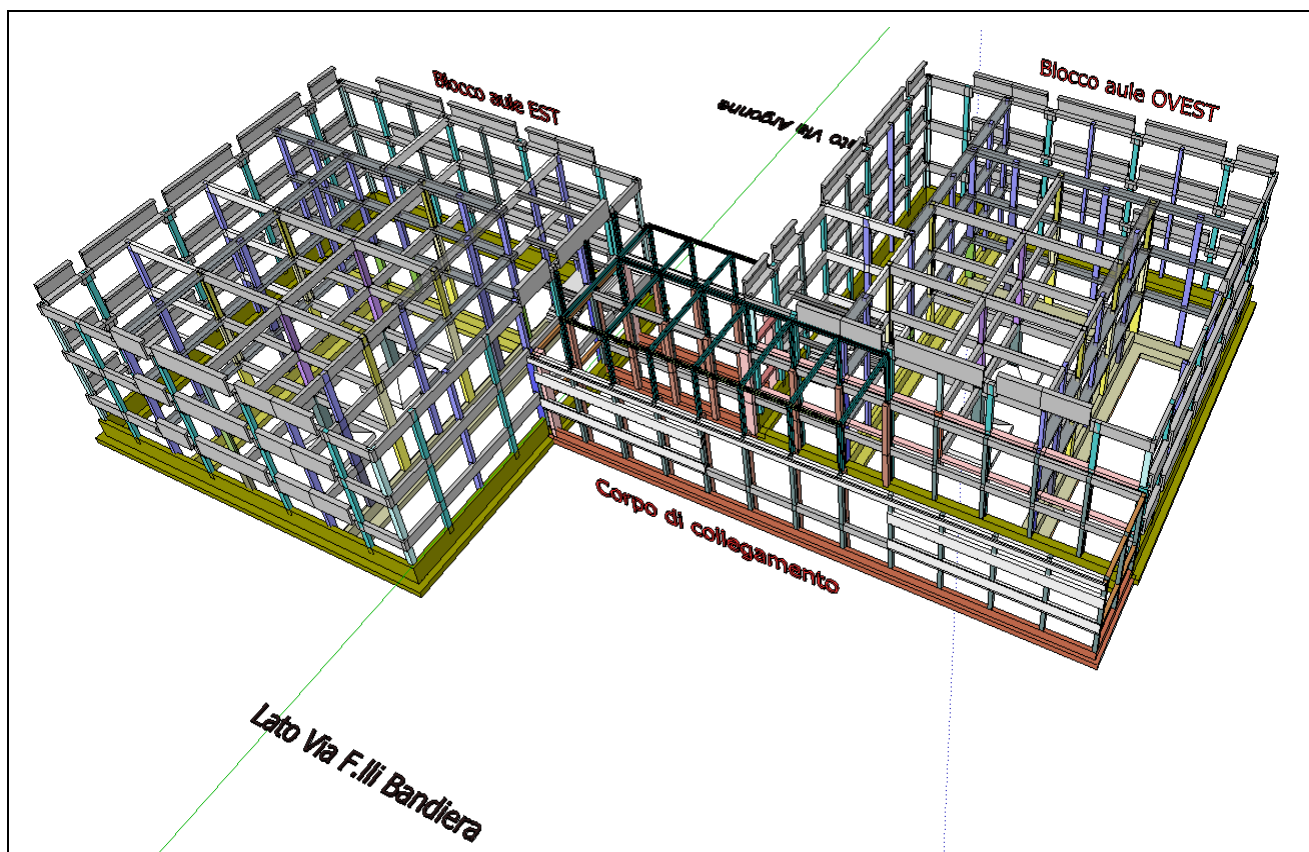
Pilastrini piano rialzato e travi del secondo impalcato

Dal disegno risultano immediatamente visibili travi di impalcato sia *ribassate* che *in spessore di solaio*; tali tipologie di travi sono addirittura ancora riconoscibili lungo lo sviluppo longitudinale della medesima trave di impalcato.

I pilastri hanno tutti all'incirca la medesima altezza: sono evidenti limitate differenze a causa della presenza di *travi ribassate* e in *spessore di solaio*.

E' ancora evidente che i **telai in C.A. non sono completi nelle due direzioni ortogonali.**

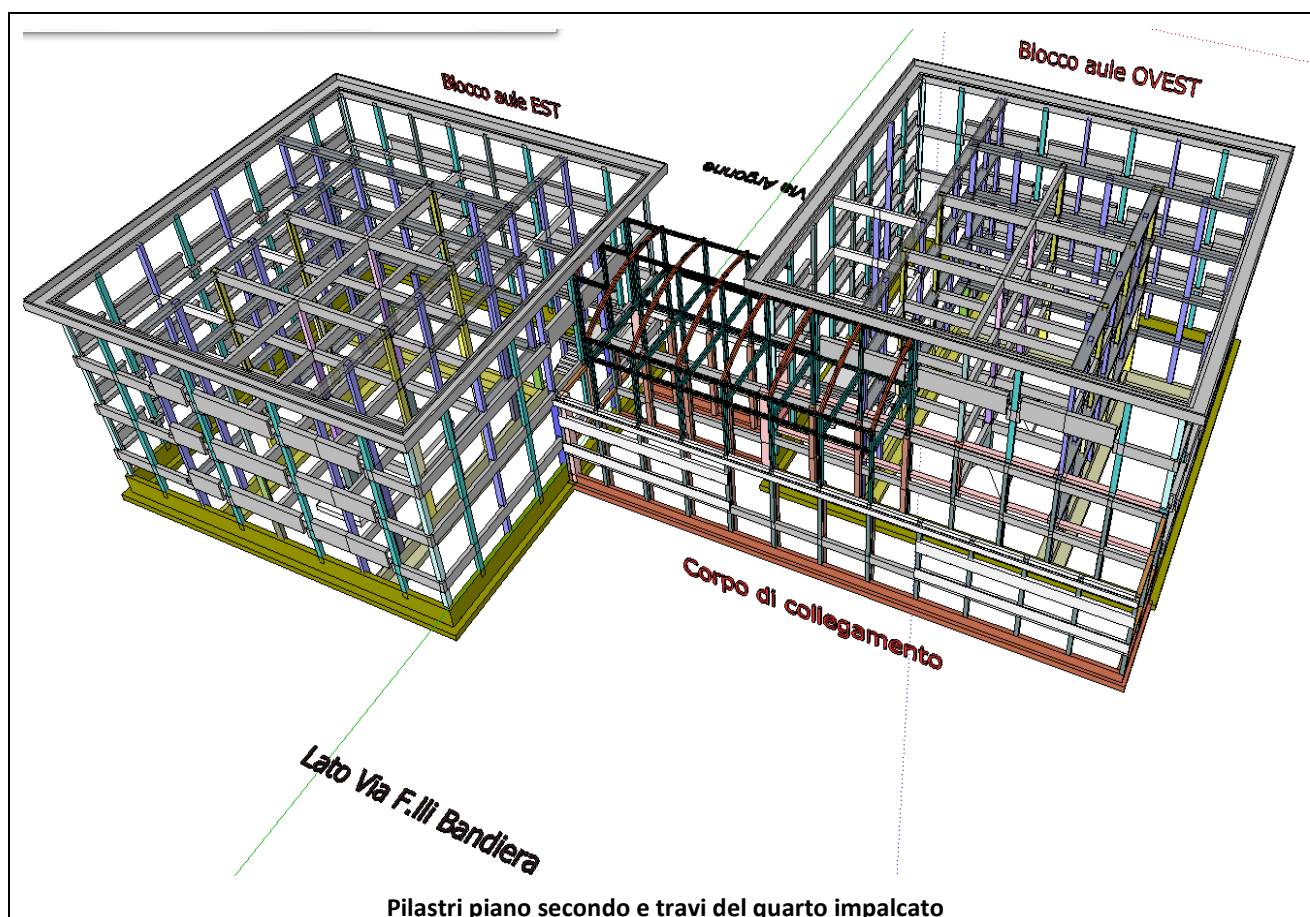
Le travi perimetrali presentano brusche variazioni di rigidezza proprio in corrispondenza dei pilastri.



Pilastri piano primo e travi del terzo impalcato

Dal disegno risulta evidente che, anche al piano primo, sono ancora riscontrabili le medesime criticità elencate in precedenza, ovvero:

- presenza di travi di impalcato sia *ribassate* che *in spessore di solaio*; tipologie riconoscibili lungo lo sviluppo longitudinale della medesima trave di impalcato;
- I pilastri hanno tutti all'incirca la medesima altezza: sono evidenti limitate differenze a causa della presenza di *travi ribassate* e *in spessore di solaio*.
- sono ancora presenti telai in C.A. non sono completi nelle due direzioni ortogonali.
- Le travi perimetrali presentano brusche variazioni di rigidezza proprio in corrispondenza dei pilastri.



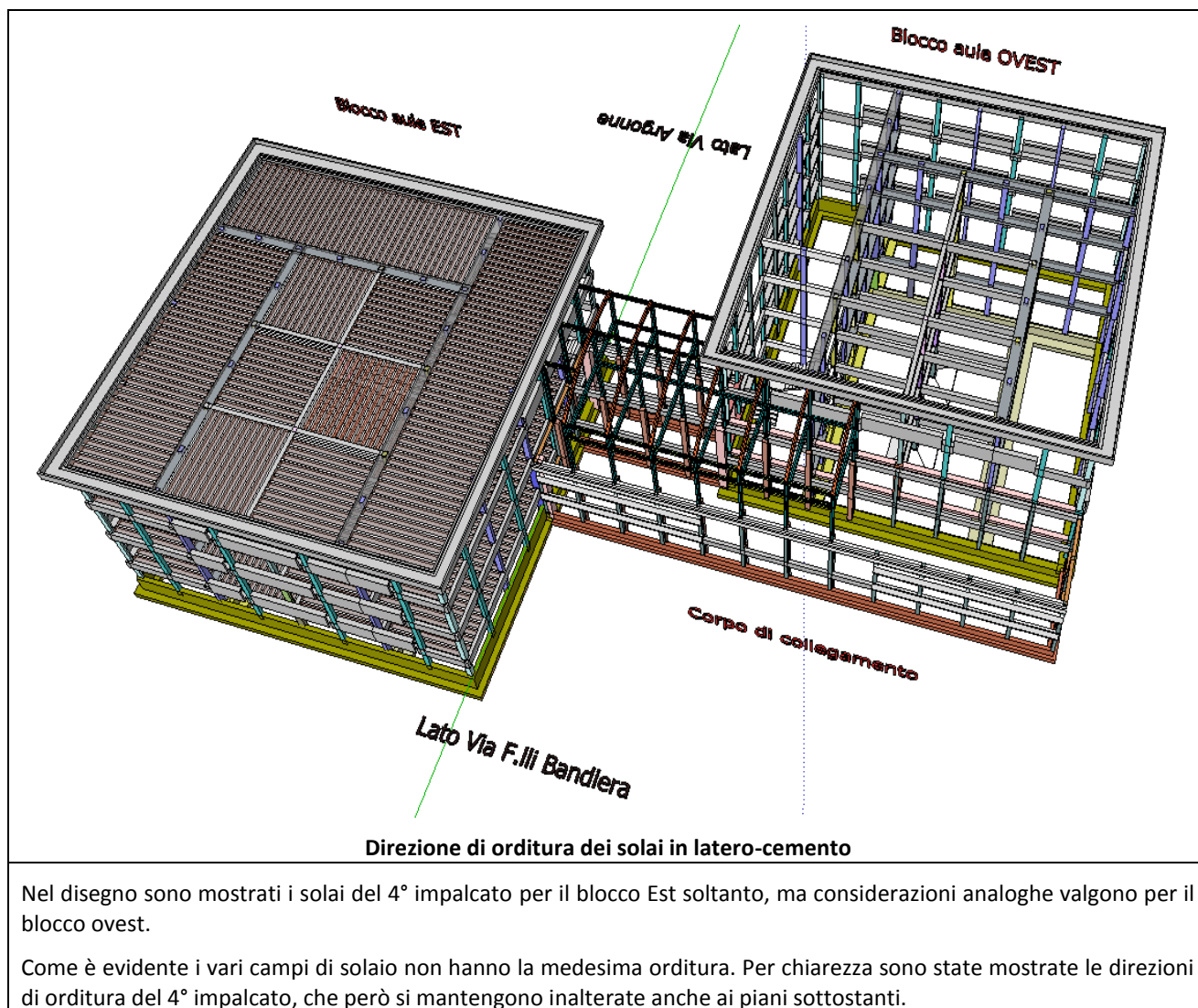
Pilastrati piano secondo e travi del quarto impalcato

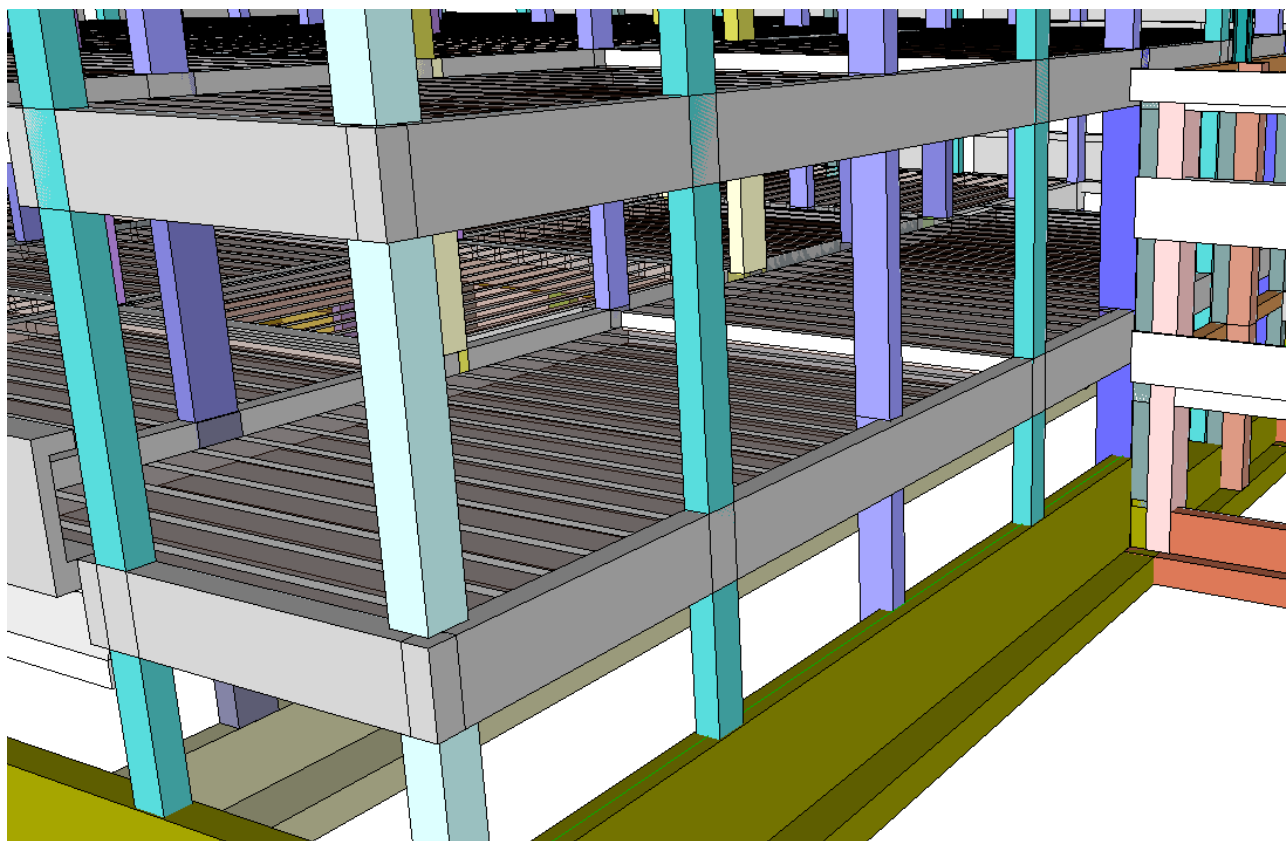
Dal disegno risulta evidente che, anche al piano secondo, sono ancora riscontrabili le medesime criticità elencate in precedenza, ovvero:

- presenza di travi di impalcato sia *ribassate* che *in spessore di solaio*; tipologie riconoscibili lungo lo sviluppo longitudinale della medesima trave di impalcato;
- I pilastri hanno tutti all'incirca la medesima altezza: sono evidenti limitate differenze a causa della presenza di *travi ribassate* e in *spessore di solaio*.
- sono ancora presenti telai in C.A. non sono completi nelle due direzioni ortogonali.
- Le travi perimetrali presentano brusche variazioni di rigidezza proprio in corrispondenza dei pilastri.

Si osservi inoltre che, all'ultimo impalcato, mancano addirittura altre travi di collegamento tra i telai della struttura portante in C.A.

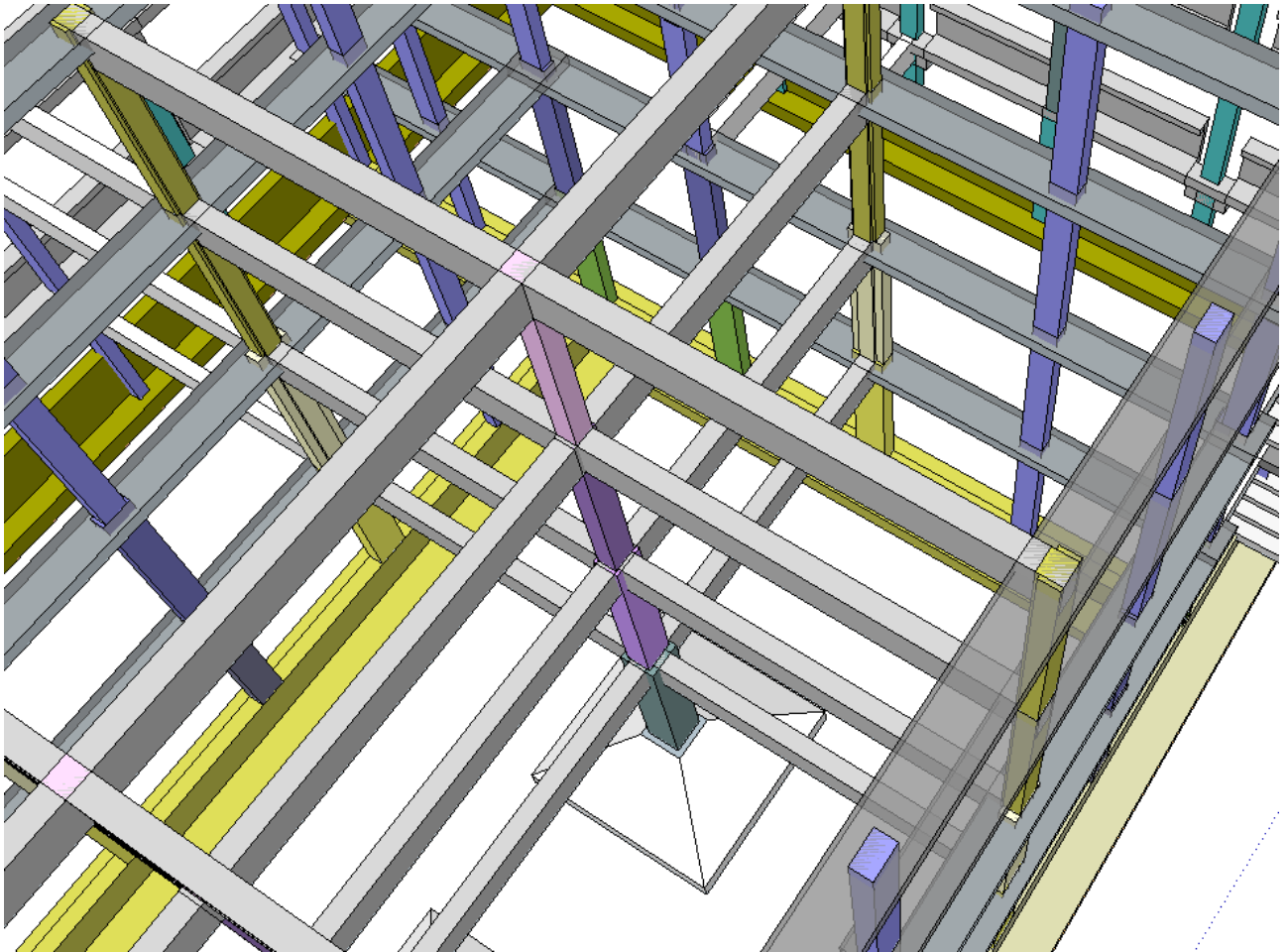
E' presente poi un cornicione enorme in C.A.



**Salto di quota tra solai**

Sono presenti dei salti di quota in alcuni campi di solaio, in corrispondenza dei servizi igienici; tale disallineamento verticale serviva forse per facilitare la realizzazione delle tubazioni di scarico dei bagni.

Nel Blocco est tale disallineamento verticale è presente a tutti gli impalcati (in corrispondenza dei servizi igienici) tranne quello di copertura, mentre nel blocco ovest, tale disallineamento è presente solo al 2° piano (3° impalcato).

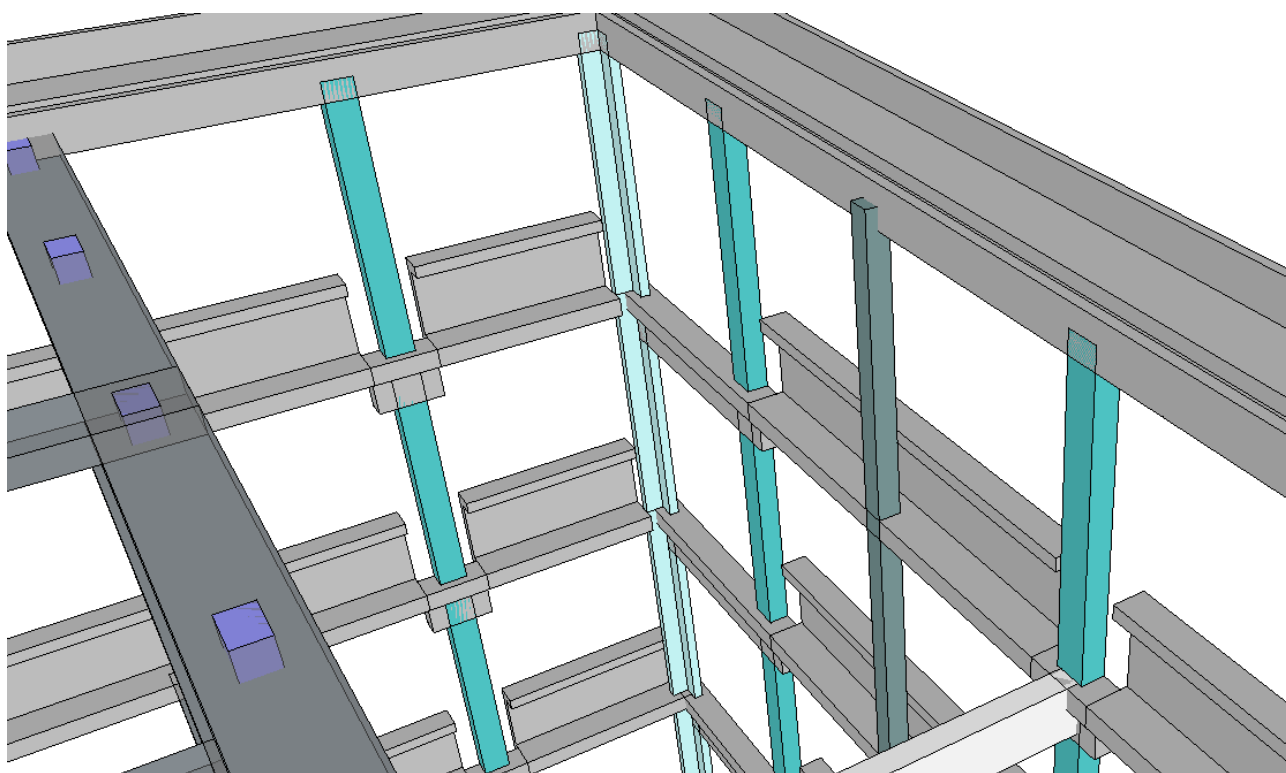


Rastremazione pilastri e sezioni non rettangolari

Dall'immagine è evidente che nella struttura portante dei Blocchi Aule sono presenti:

- pilastri che si rastremano man mano che la quota di solaio aumenta;
- pilastri aventi sezione non rettangolare;

Tali criticità sono presenti sia nel blocco aule est che ovest.



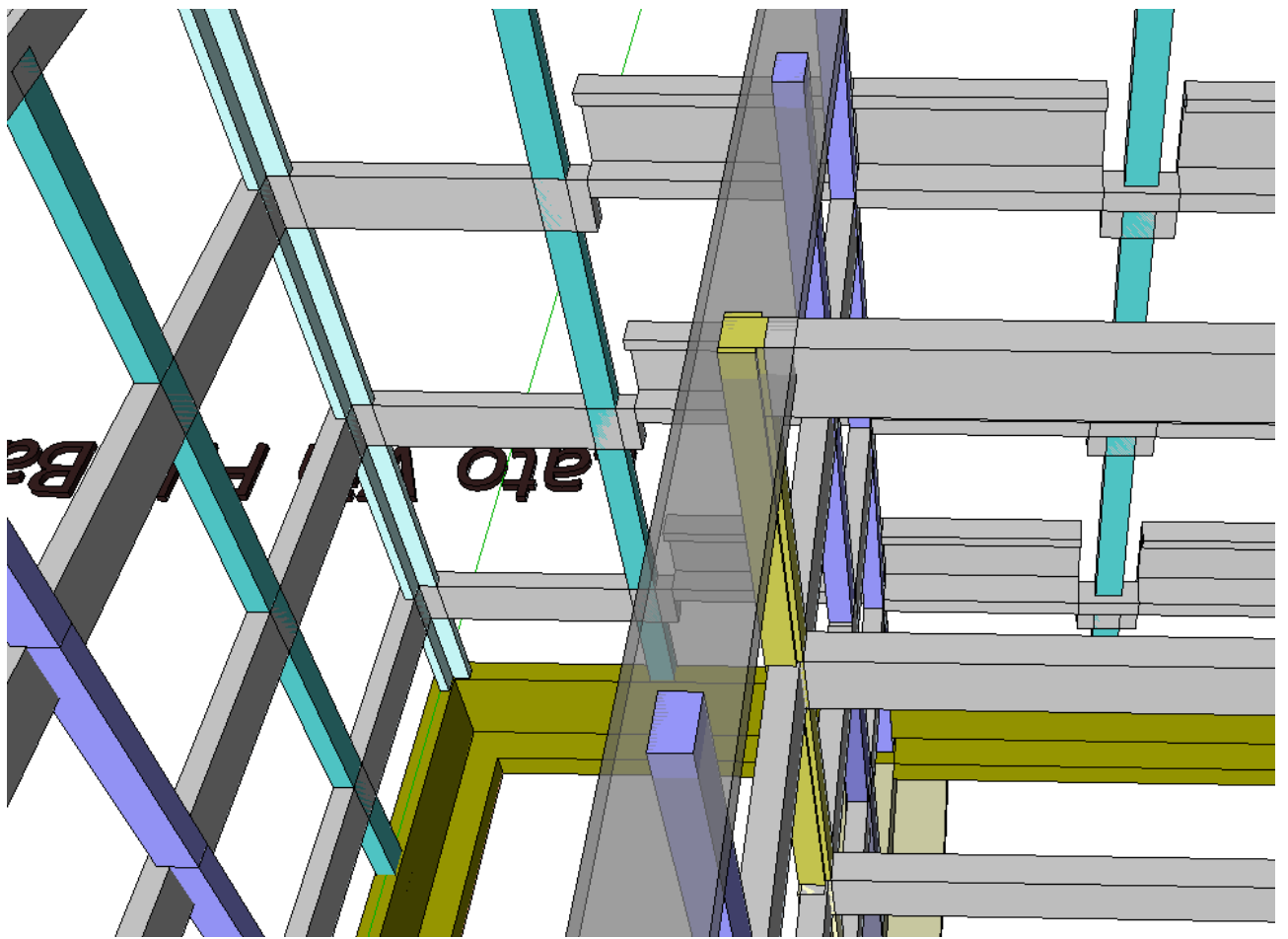
Pilastri e travi a "L"

Dall'immagine è evidente che nella struttura portante dei Blocchi Aule sono presenti:

- pilastri aventi sezione a "L" in corrispondenza degli spigoli (le dimensioni di ciascuna delle piattabande sono di 125 mm);
- travi ribassate aventi sezioni ad "L";

Dall'immagine è evidente anche che le travi perimetrali di ogni impalcato, presentano frequenti brusche variazioni di rigidità, a causa di una modifica nella forma della sezione resistente. Non è ben chiaro il motivo di tale soluzione architettonica: probabilmente tale configurazione ha permesso di creare lo spazio per i cassonetti delle tapparelle, senza ridurre l'ampiezza delle finestrate.

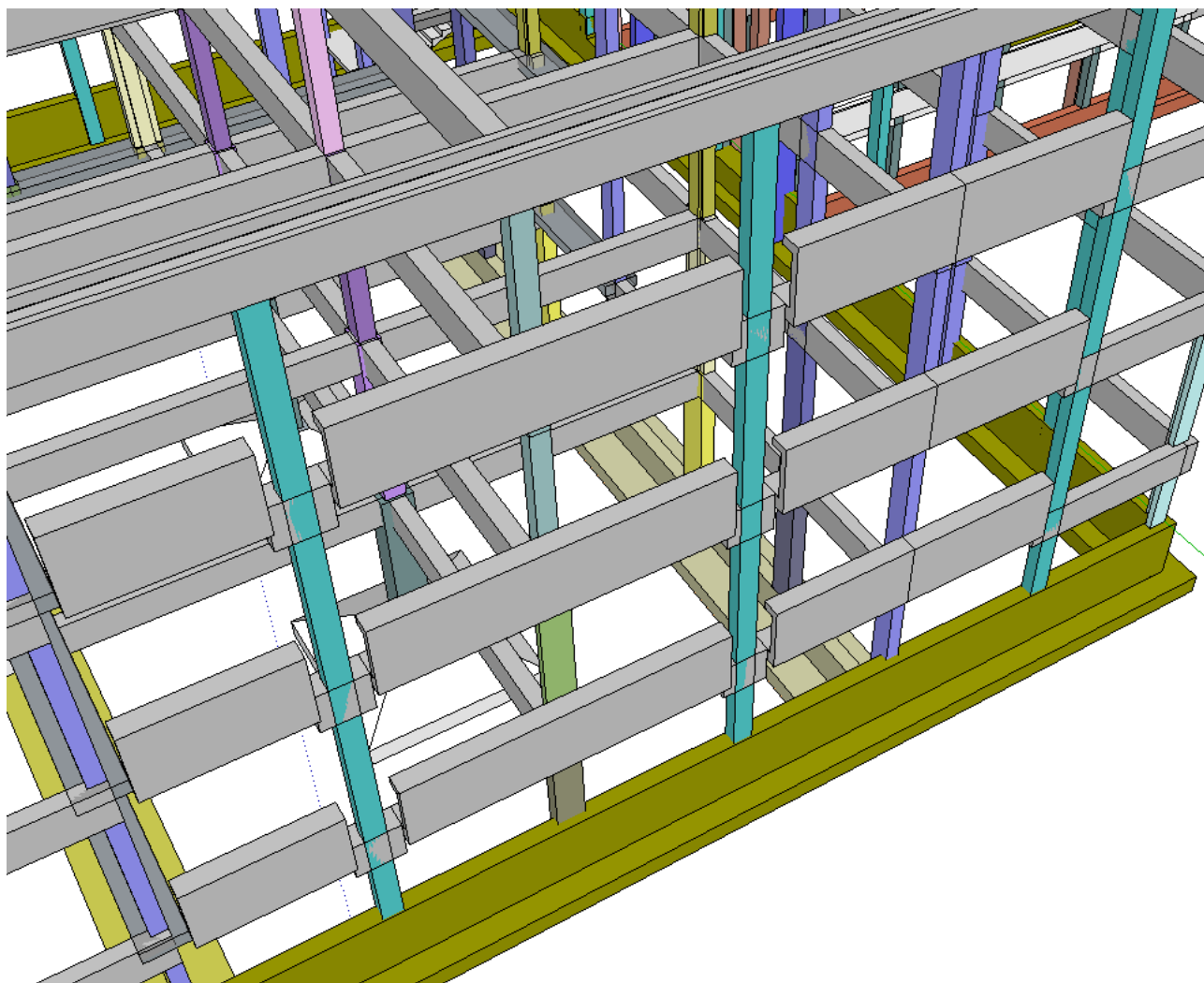
I pilastri non sono interrotti dalle vellee estradossate.



Travi ribassate perimetrali e disallineamento travi-pilastri perimetrali

Dall'immagine è evidente che, il cambio di sezione resistente delle travi perimetrali di impalcato, viene realizzato anche con travi ribassate a sezione rettangolare.

Dall'immagine è evidente anche i pilastri perimetrali non sono sempre allineati con le travi.



Velette estradossate delle travi perimetrali

Le velette estradossate delle travi perimetrali, non costituiscono solo una soluzione architettonica, ma svolgono anche una funzione strutturale/impiantistica importante.

Dove ci sono le velette estradossate, infatti:

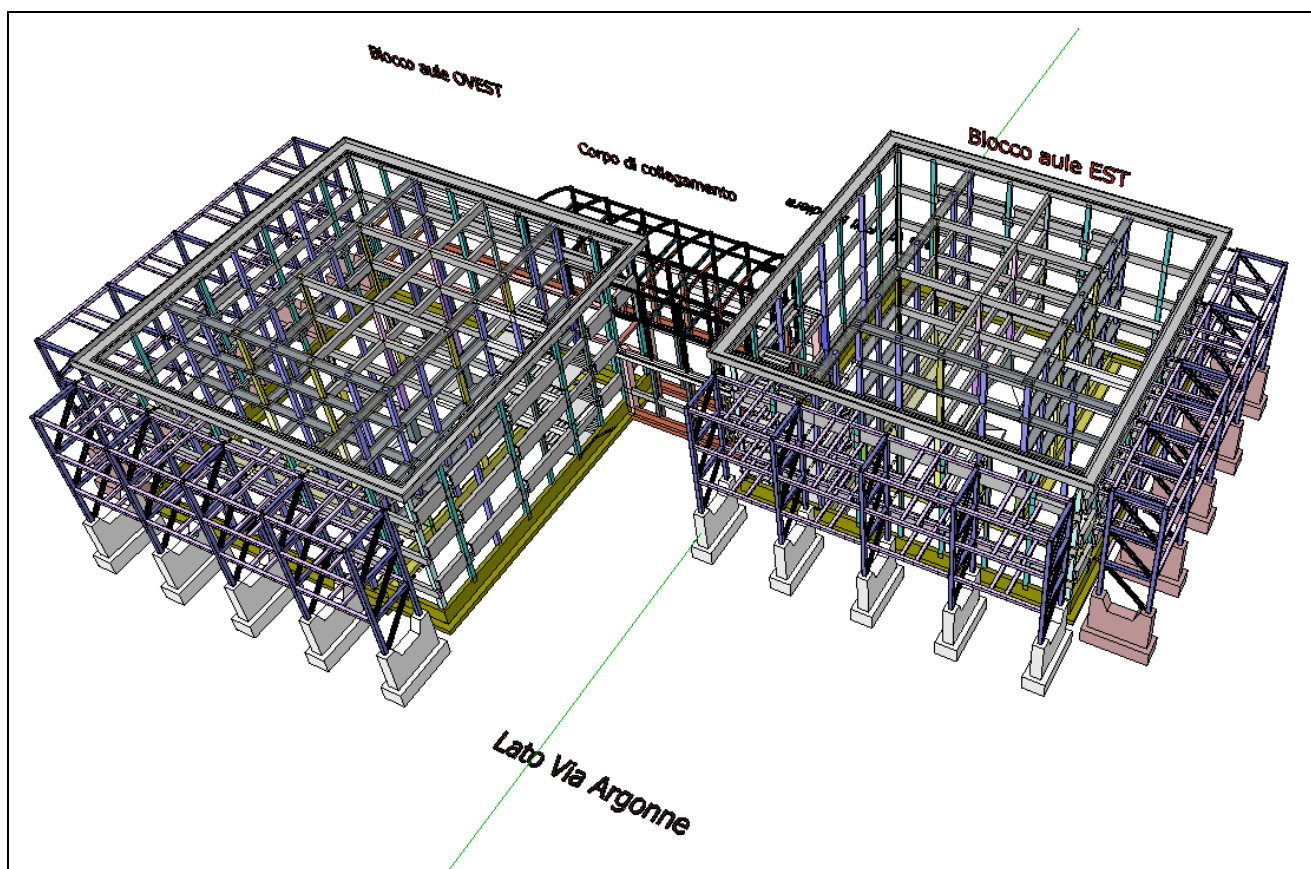
- poiché risultano aggettanti rispetto al piano verticale delle muratura di tamponamento, si trovano infatti anche le nicchie sottofinestra in cui sono alloggiati i termosifoni;
- si trovano anche le finestre del prospetto che, unitamente ai cassonetti delle tapparelle, arrivano fino all'intradosso del solaio soprastante. Sebbene il peso dei tamponamenti si riduca molto, in corrispondenza delle finestre, vi sono campi di solaio che continuano a scaricare sulle travi perimetrali proprio in corrispondenza di alcune aperture finestrate; le velette estradossate, quindi, sopperiscono al calo di rigidità flessionale che si verifica per il passaggio della sezione dalla forma a "L" ribassata (in corrispondenza dei pilastri) alla forma rettangolare in spessore di solaio (in corrispondenza delle finestre).

2.2 Descrizione dell'intervento di rinforzo strutturale della scuola

Durante la fase di analisi preliminare, in cui sono state valutate varie soluzioni progettuali, si era compreso che, ognuno dei due blocchi aule, benché apparentemente molto regolari, manifestava un comportamento sismo-resistente *a nucleo*, quindi con componenti modali torsionali non proprio trascurabili. La prima soluzione immaginata, tendeva proprio a salvaguardare tale meccanismo resistente: si era ipotizzato di rinforzare i pilastri interni esistenti creando una incamiciatura addizionale in C.A. attorno ai medesimi.

Tale soluzione però avrebbe comportato la chiusura totale della Scuola, almeno per un periodo utile alla realizzazione delle opere di rinforzo...opzione che si è rivelata non percorribile.

Non potendo quindi rinforzare la Scuola, operando dall'interno, non rimaneva che operare esternamente. Si è pensato quindi di realizzare dei setti di rinforzo, sufficientemente rigidi, che potessero contenere gli sbandamenti laterali del telaio strutturale in C.A. per effetto delle azioni sismiche.



Come è evidente dai disegni, i setti sono stati ipotizzati:

- ad una certa distanza dalla struttura esistente, così da poter eliminare le interferenze tra il sistema fondale della scuola ed il sistema di fondazione dei setti;
- come prolungamento virtuale dei 5 telai principali che si riconoscono nella struttura esistente di ciascun blocco aule della Scuola, lungo le due direzioni ortogonali principali.

In una prima fase di analisi della soluzione con setti, il collegamento tra i setti stessi e la struttura esistente in C.A. dei blocchi aule della scuola, era stato ipotizzato in modo tale da non permettere nessun allontanamento/avvicinamento relativo reciproco; ciò però, incrementava notevolmente le forze in fondazione.

Si è pensato quindi di collegare i setti al telaio in C.A. della Scuola, mediante dissipatori viscosi, così da ridurre le azioni che arrivavano alla base.

Anche nella configurazione di rinforzo definitiva, sebbene la possibilità di operare esternamente offriva indubbi vantaggi operativi, introduceva però delle difficoltà analitiche ulteriori non indifferenti.

La contiguità tra il corpo di collegamento ed i blocchi aule, non consentiva infatti di poter posizionare i setti su tutti i lati dei blocchi aule, ma solo su due lati (come evidenziato nel disegno precedente).

Ovviamente, i setti devono poter esprimere la loro azione sismo-resistente in maniera biunivoca, ovvero: i setti devono poter resistere sia quando il telaio in C.A. della Scuola si appoggia su di essi, ma anche quando il telaio tende a tirare i setti stessi.

Questa doppia modalità di funzionamento, inevitabilmente, introduce delle ulteriori complicazioni esecutive ed analitiche, per il fatto che, le travi in C.A. dei telai principali esistenti, una volta collegati ai setti, tendono ad andare in trazione quando, per effetto dello scuotimento sismico, i blocchi aule tendono ad allontanarsi dai setti.

La trazione sulle travature dei telai esistenti in C.A., è una caratteristica di sollecitazione che può raggiungere valori incompatibili con le armature presenti nelle travature.

Si è ipotizzato quindi di post-comprimere tutte le travature (nelle due direzioni ortogonali), mediante l'applicazione di barre tipo Dywidag posizionate come descritto nel seguito:

- per le travature ribassate dei telai interni al blocco aule, le barre sono state ipotizzate applicate su entrambi i lati delle travi, esternamente ad esse;
- per le travature in spessore di solaio dei telai interni al blocco aule, le barre sono state ipotizzate applicate all'intradosso delle travi;
- per le travature dei telai perimetrali al blocco aule, le barre sono state ipotizzate applicate all'intradosso delle travi di bordo con soletta in spessore di solaio.

L'azione di post-compressione delle travature, annulla o quasi il valore dell'azione assiale di trazione, introdotto nelle travi stesse per effetto dell'evento sismico di progetto; tale azione di compressione assiale, risulta inoltre benefico anche in fase statica, poiché incrementa la capacità resistente delle travi stesse.

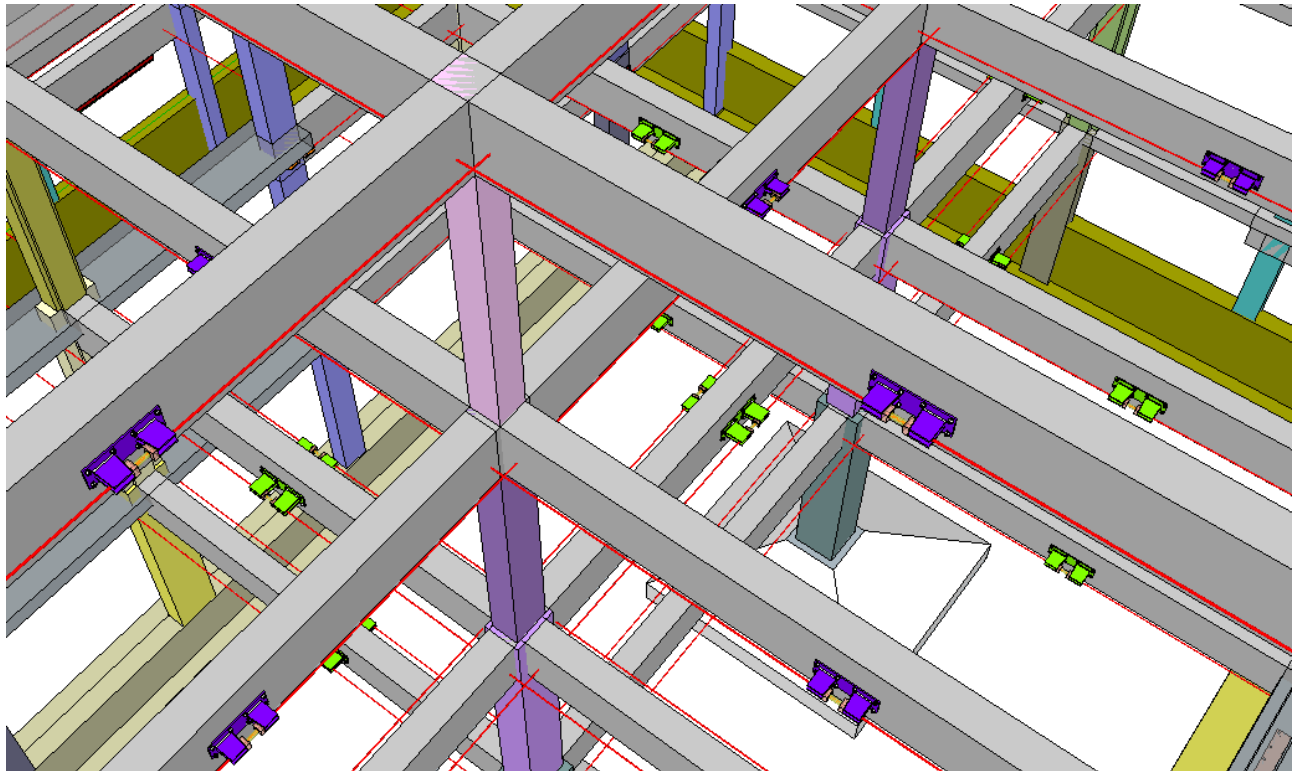
Poiché le barre Dywidag devono essere posizionate lungo due direzioni mutuamente ortogonali, nella definizione del tracciato delle barre, si è ovviamente avuto cura di gestire gli incroci tra le barre in modo da escludere e/o ridurre al minimo le interferenze tra di esse.

Il trasferimento dell'azione di post-compressione alle travature dei telai in C.A. della Scuola, verrà garantito con piastre metalliche, sagomate opportunamente, che saranno fissate alle travi del telaio in C.A. della Scuola.

Le piastre metalliche di fissaggio delle barre di post-compressione, sono state dimensionate anche in relazione al tipo di supporto su cui sarebbero state fissate, in modo tale da ridurre al minimo le interferenze tra le barre stesse ed i pilastri dei telai in C.A. esistenti.

Poiché, come già descritto nel paragrafo precedente, non tutti i telai in C.A. esistenti sono completi in entrambe le direzioni ortogonali, è stato previsto un collegamento addizionale, per mezzo di profilati metallici, tale da garantire comunque un collegamento efficace e trasversale tra tutti i telai in C.A. della struttura portante esistente.

Le immagini seguenti mostrano alcuni dettagli degli aspetti costruttivi tipici della soluzione di rinforzo adottata:

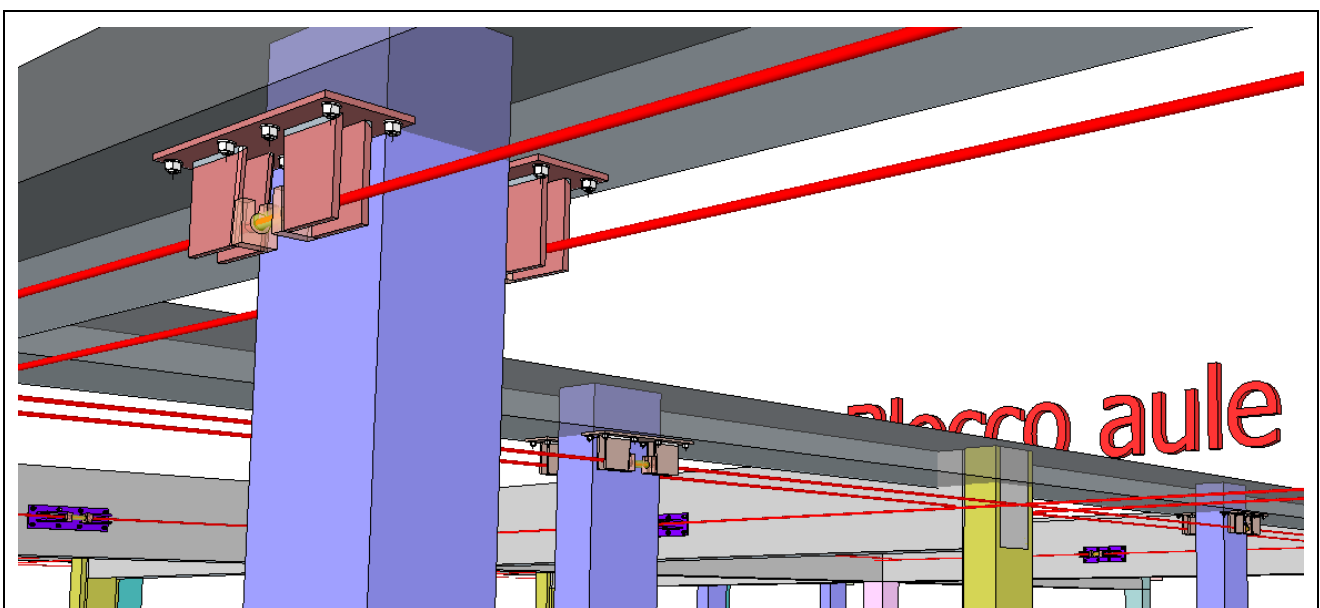


Il fissaggio delle piastre metalliche è previsto quasi sempre in corrispondenza della mezzera delle travi del telaio, ad un passo di circa 6.25 m.

Nelle travi ribassate interne agli impalcati, le piastre saranno posizionate sui lati delle travi, come mostrato nel disegno.

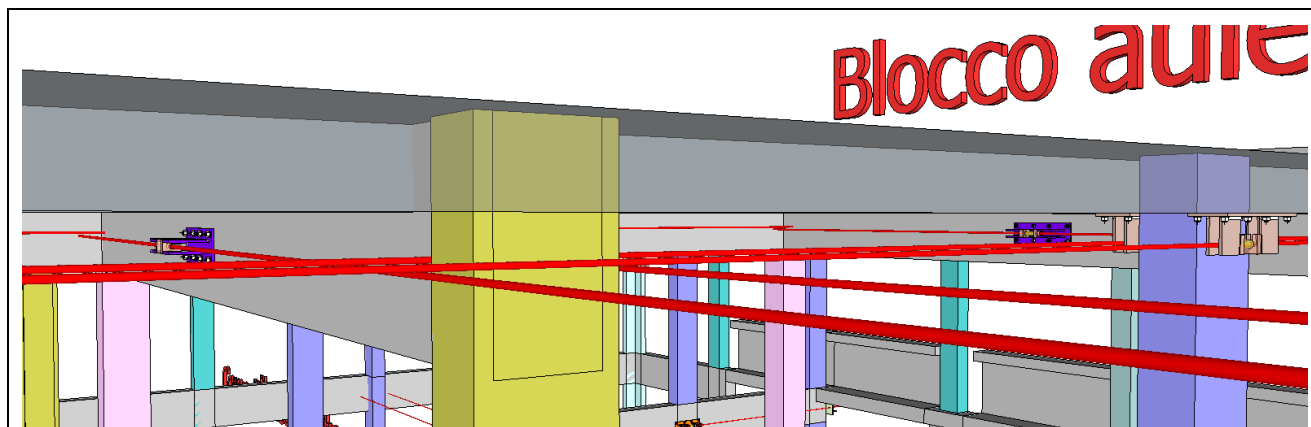
Le barre saranno tenute ad una certa distanza dalle travi in modo tale che evitare/ridurre al minimo le interferenze con i pilastri in C.A..

Il posizionamento delle piastre nelle travi ribassate è stato previsto in modo tale da non interferire con lo spessore del solaio strutturale (sp. 24 cm).

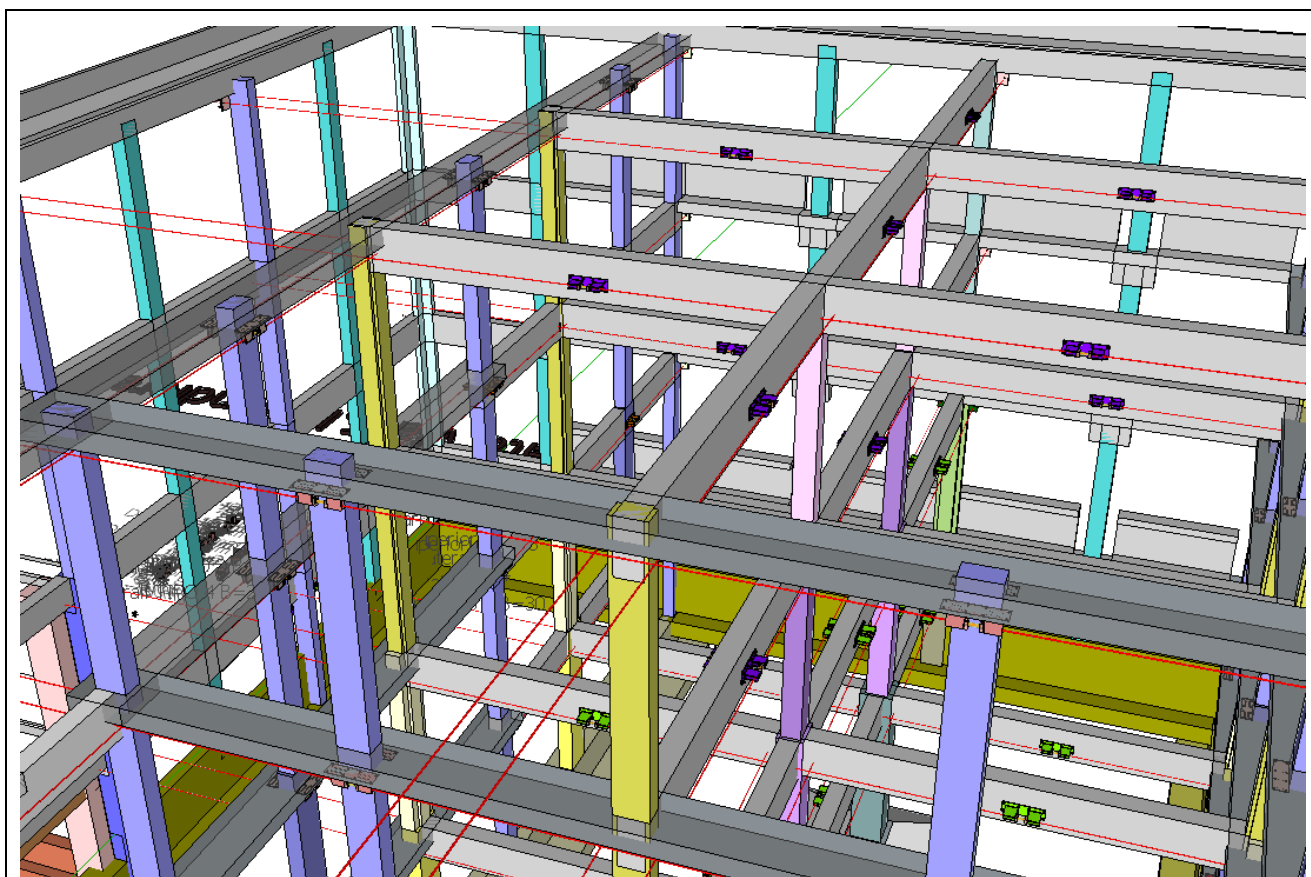


Nelle travi in spessore di solaio, le piastre sono state previste all'intradosso, e sempre con il medesimo passo delle piastre delle travi ribassate: 6.25 m.

E' possibile che alcune piastre capitino proprio in corrispondenza del nodo trave pilastro.

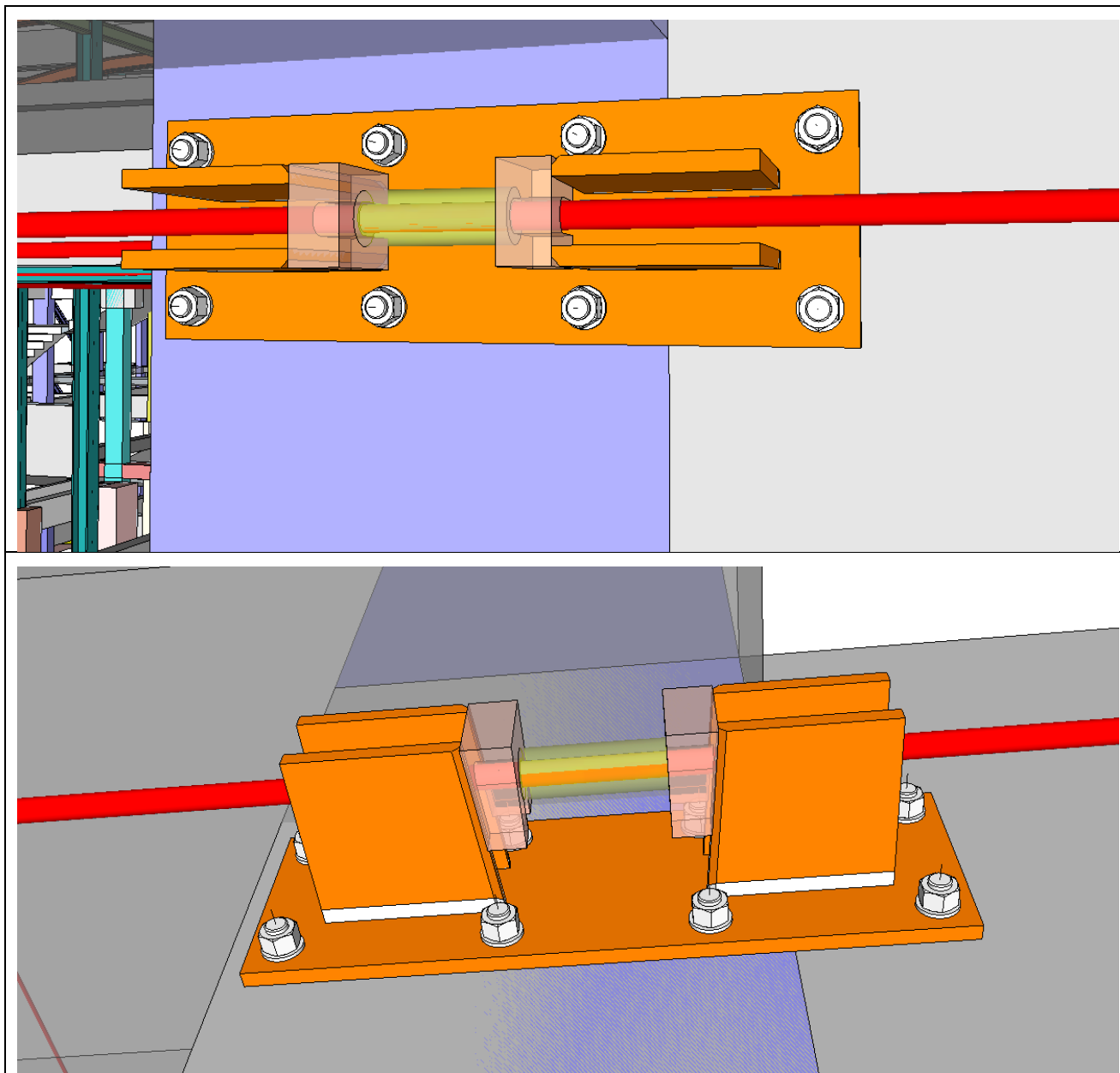


Lungo le due direzioni ortogonali, le barre tipo Dywidag saranno sfalsate leggermente in quota, in modo da escludere l'intreccio tra di esse.



Il tracciato delle barre, come detto, è stato previsto in modo tale da non dovere interferire con i pilastri stessi. Sono presenti solo alcuni casi limitati in cui tale interferenza non poteva essere eliminata completamente.

Le barre tipo Dywidag non si interromperanno in corrispondenza delle travi ribassate, ma le attraverseranno, potendo comunque scorrere in esse.



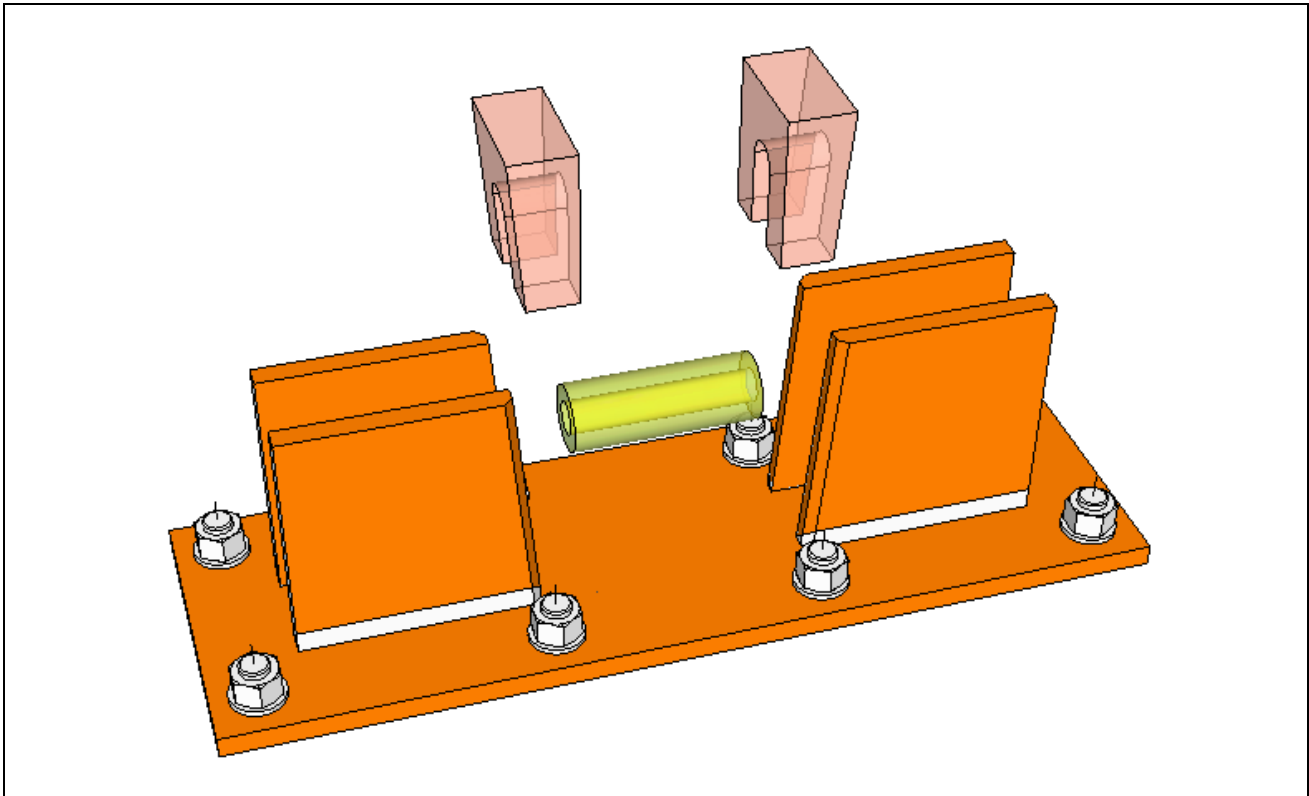
Le piastre di ancoraggio delle barre alle travi, sia per quelle ribassate che per le travi in spessore di solaio, sono tutte della stessa tipologia: sono composte da una piastra di appoggio alle travi e da due risalti di altezza opportuna.

Come si vede dal disegno precedente, in corrispondenza di ogni piastra, verrà a trovarsi il manicotto di giunzione tra le barre tipo Dywidag, che sarà collegato ai risalti mediante due cunei metallici.

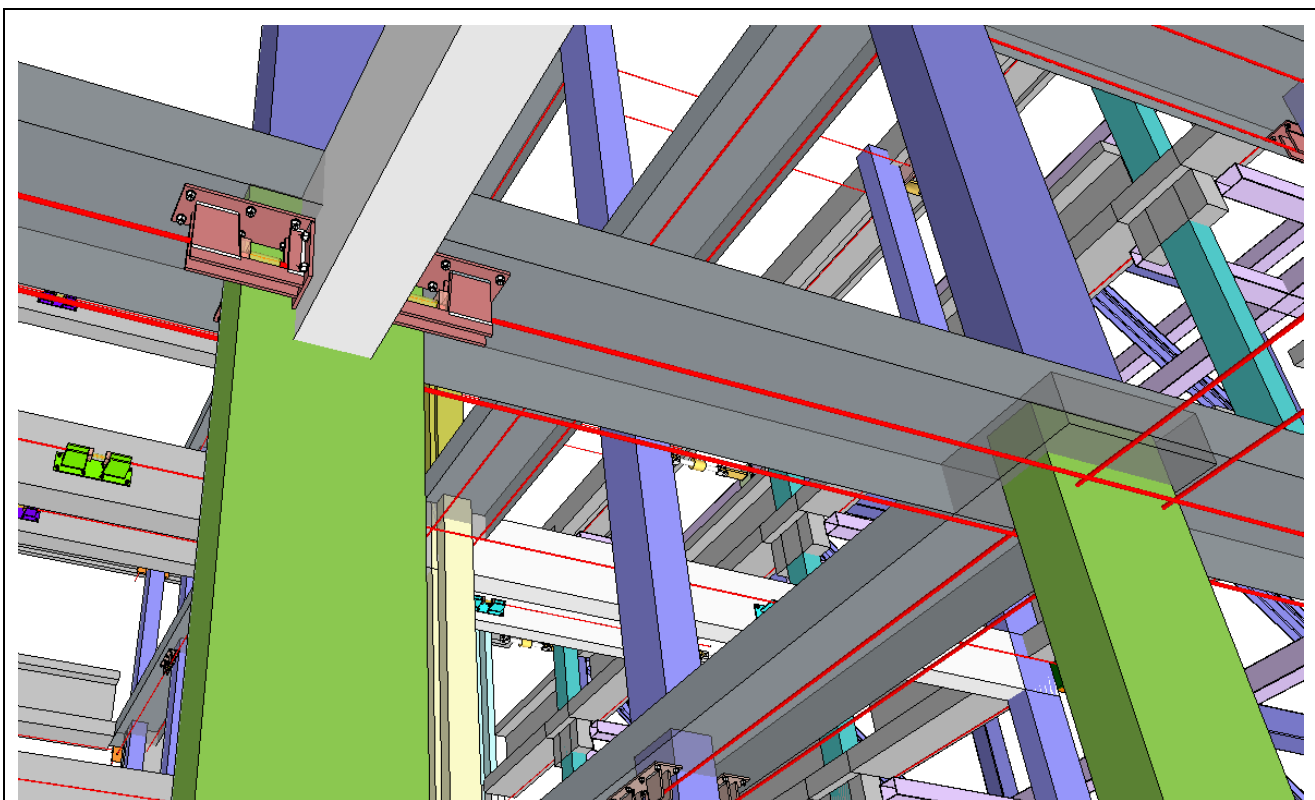
La distanza tra i risalti deve essere tale da non impedire lo spostamento del manicotto durante le operazioni di tesatura delle barre.

La superficie di contatto tra i cunei ed i risalti, sarà sagomata in modo tale da garantire il perfetto accoppiamento tra le piastre e le barre Dywidag.

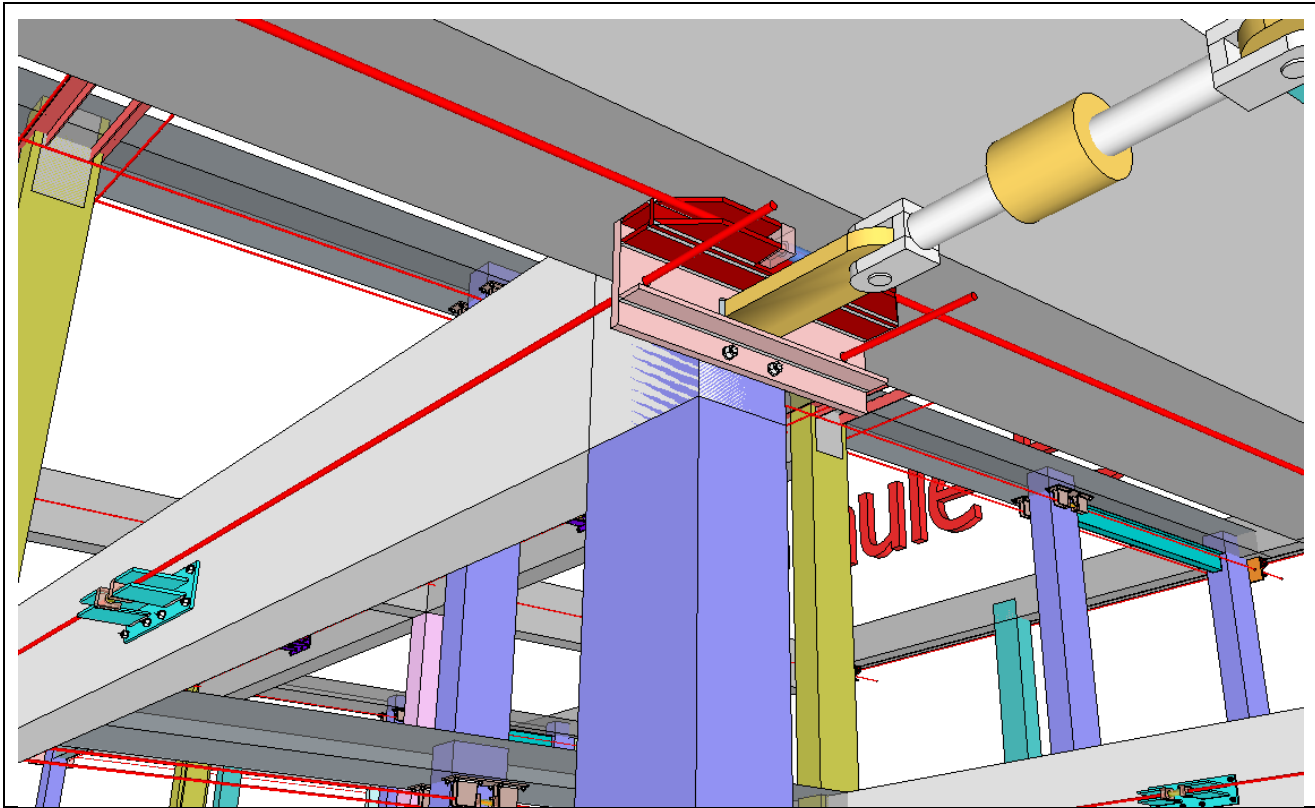
Una volta poi che il cuneo sarà stato posizionato, verrà fissato alle piastre metalliche mediante saldatura in opera.



In questo disegno viene resa evidente la modalità di fissaggio delle barre alle piastre.

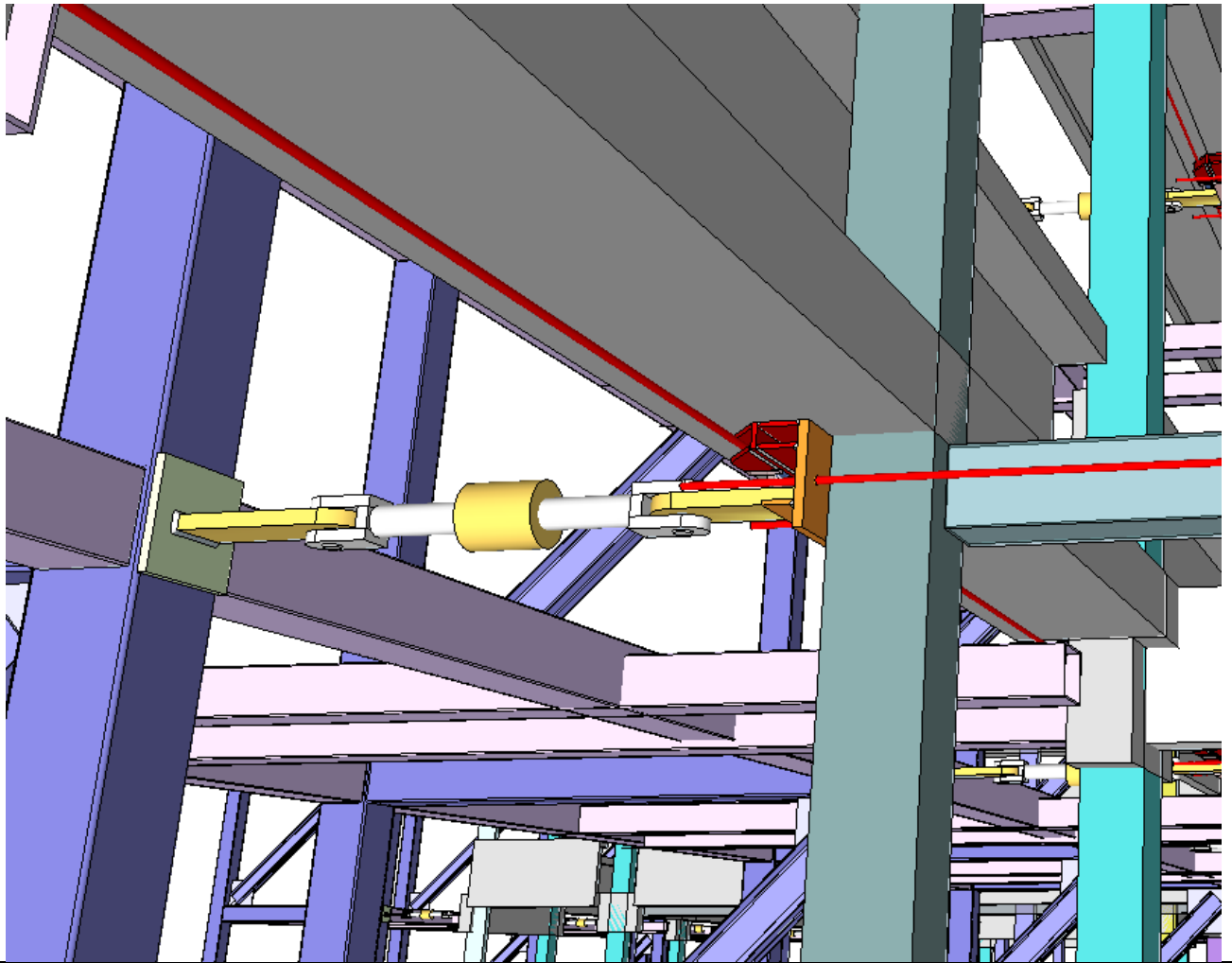


Sono presenti situazioni particolari in cui, per gestire l'interferenza tra travi e pilastri esistenti, è stato necessario definire una geometria apposita delle piastre di fissaggio.

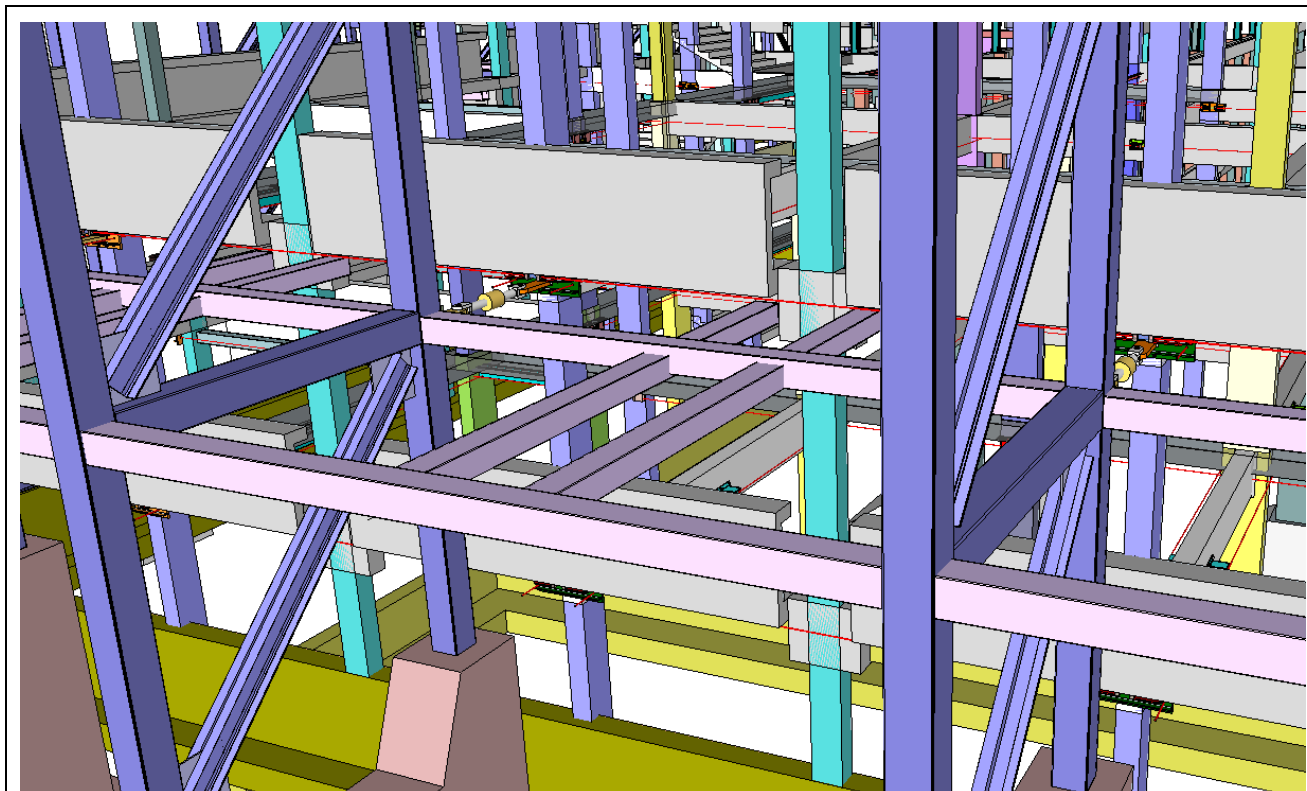


Piastre speciali sono invece state previste appositamente alle estremità delle barre Dywidag, in modo da permettere il collegamento tra:

- le barre perimetrali;
- le barre interne che giungono sul perimetro;
- i dissipatori che connettono il telaio esistente ai setti.

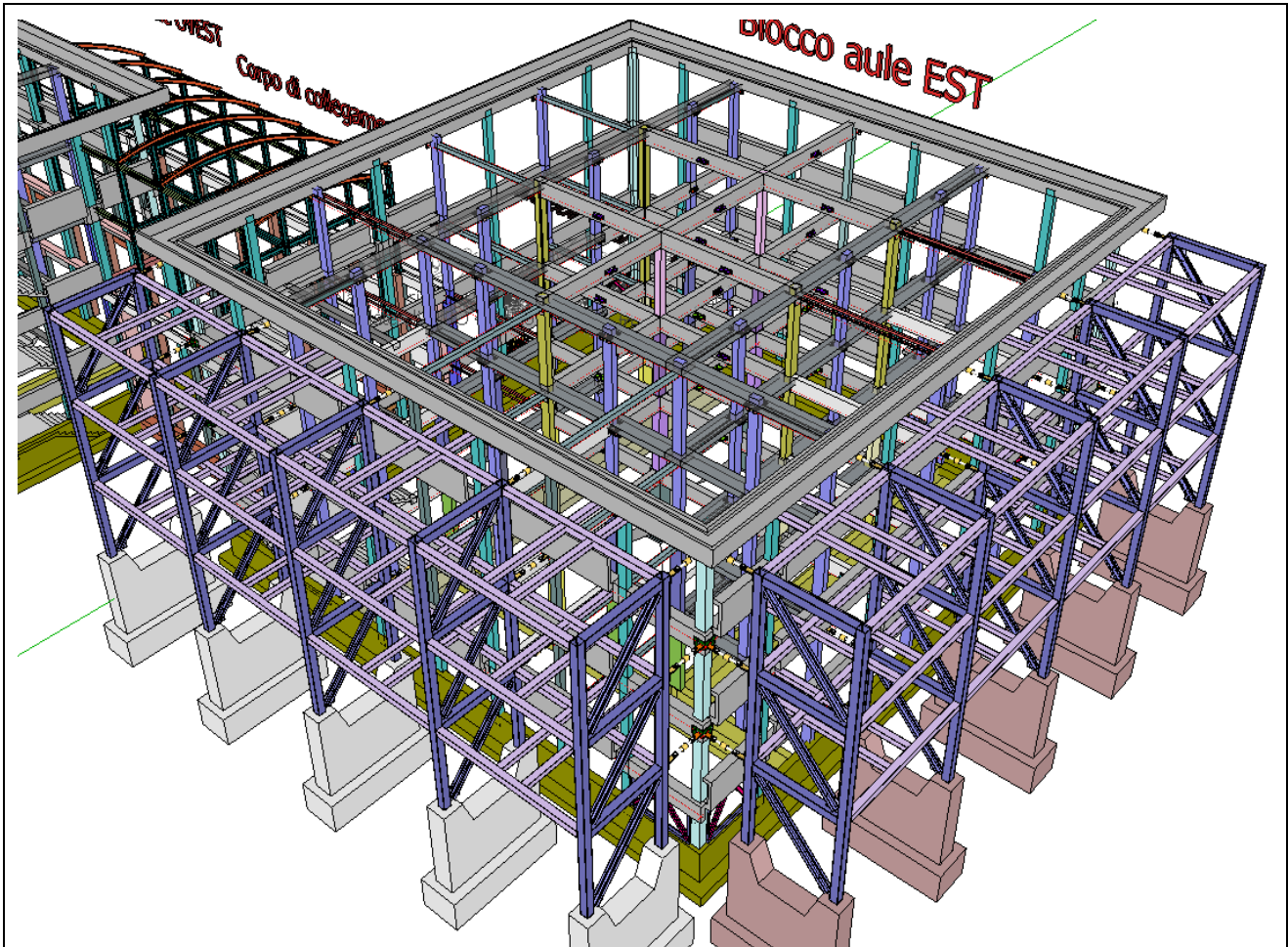


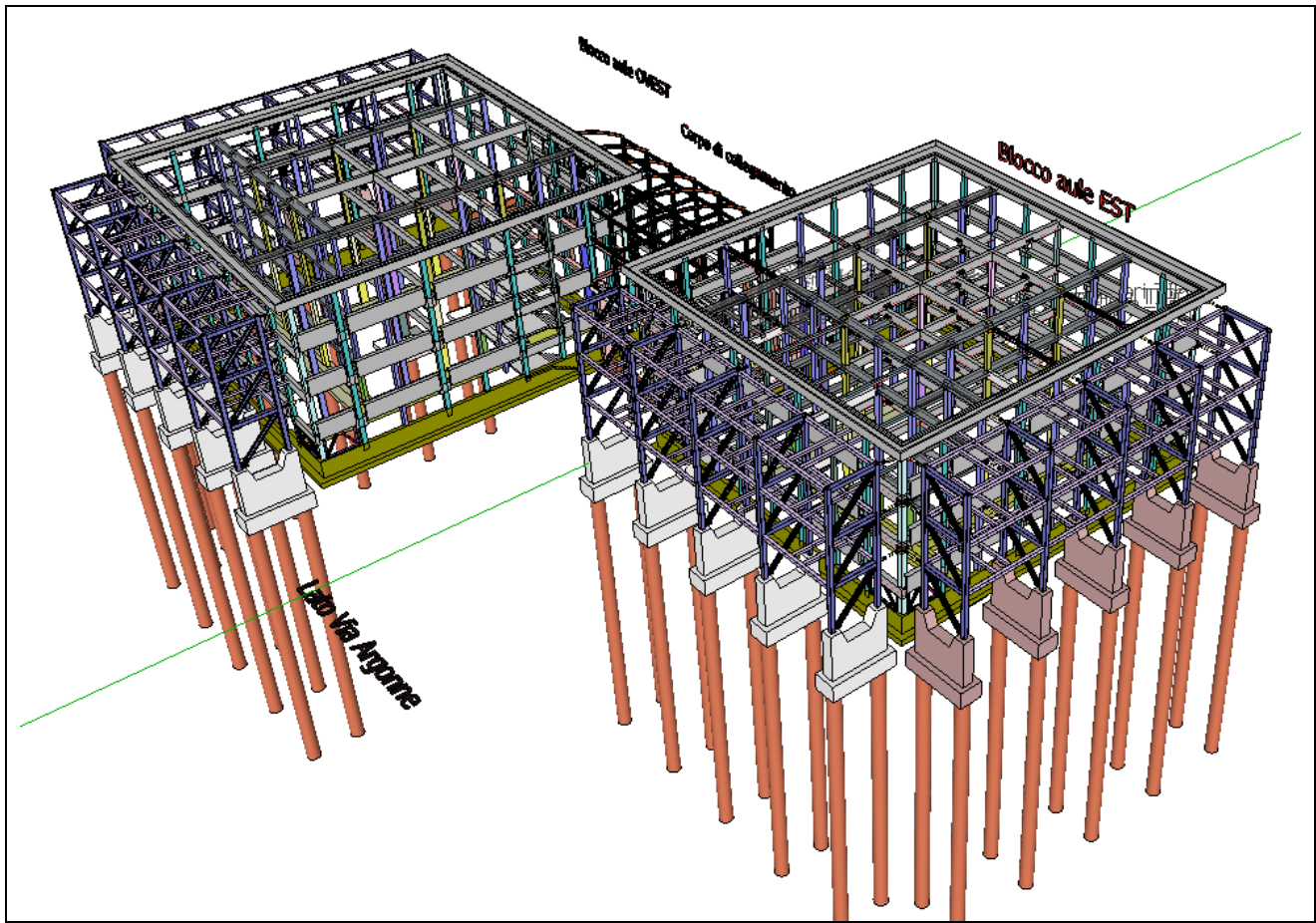
Nei punti in cui gli impalcati di solaio non avevano travi in C.A., e/o nei punti in cui la piastra di ancoraggio esterna poteva trasferire un taglio addizionale ai pilastri perimetrali, sono stati previsti dei profilati metallici che potessero trasferire tale azione di taglio alle travi in spessore/ribassate adiacenti.



I setti metallici sono poi collegati tra loro con tubolari metallici di sezione opportuna (fare riferimento ai disegni di carpenteria metallica), che a loro volta vengono utilizzati per garantire un ulteriore collegamento tra la struttura in C.A. della Scuola ed i setti: tale ulteriore collegamento è necessario per ridurre gli spostamenti relativi tra setti e telaio in C.A. della Scuola in occasione di un evento sismico.

I ritegni che impediscono quindi scorrimenti relativi tra telaio in C.A. e setti, parallelamente al piano verticale del prospetto, non impediscono invece la possibilità di allontanamento/avvicinamento tra setti metallici e telaio in C.A....non inibendo quindi l'azione dei dissipatori.

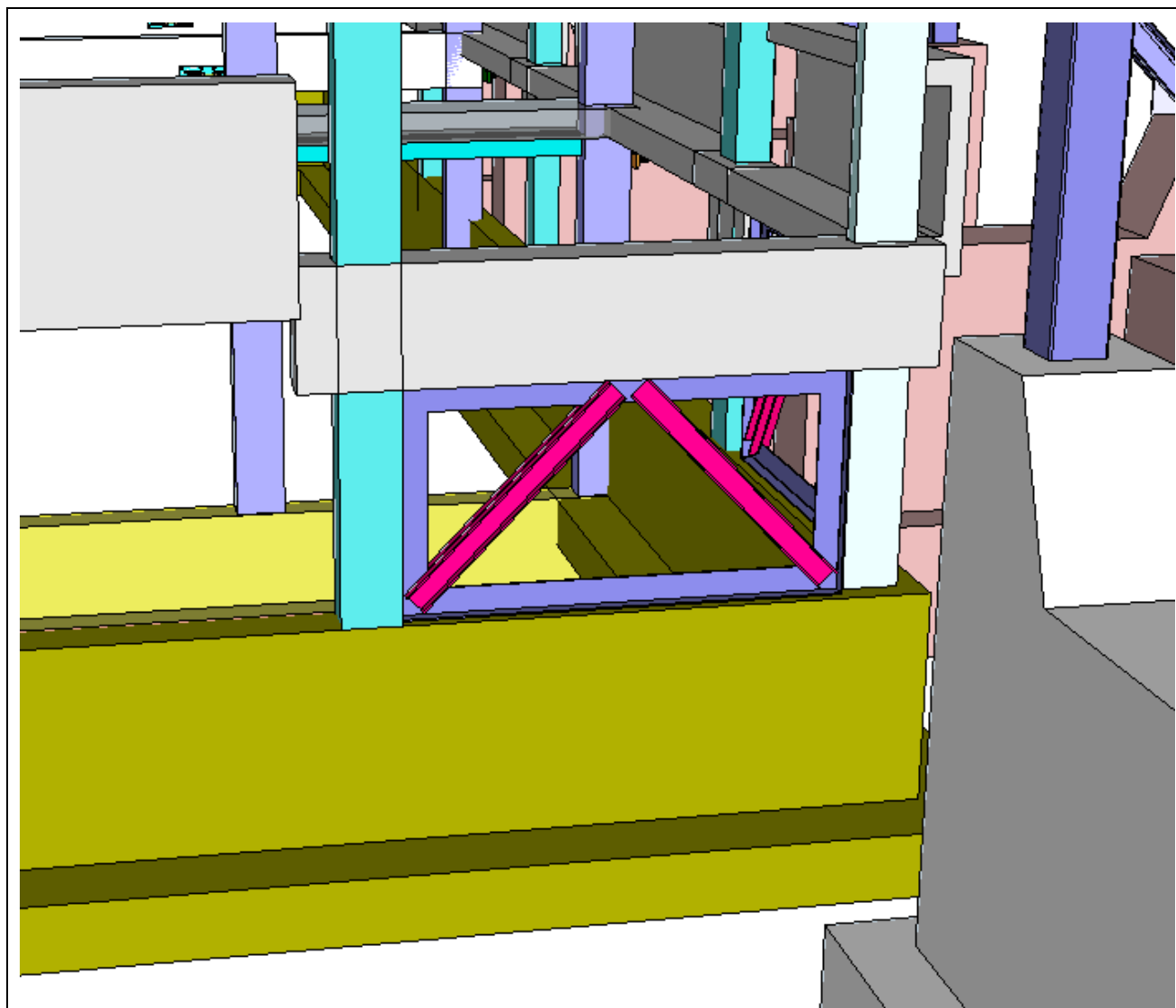




I setti metallici di controventamento sono collegati poi al terreno di fondazione tramite basamenti in C.A., a loro volta collegati a pali di fondazione di lunghezza opportuna.

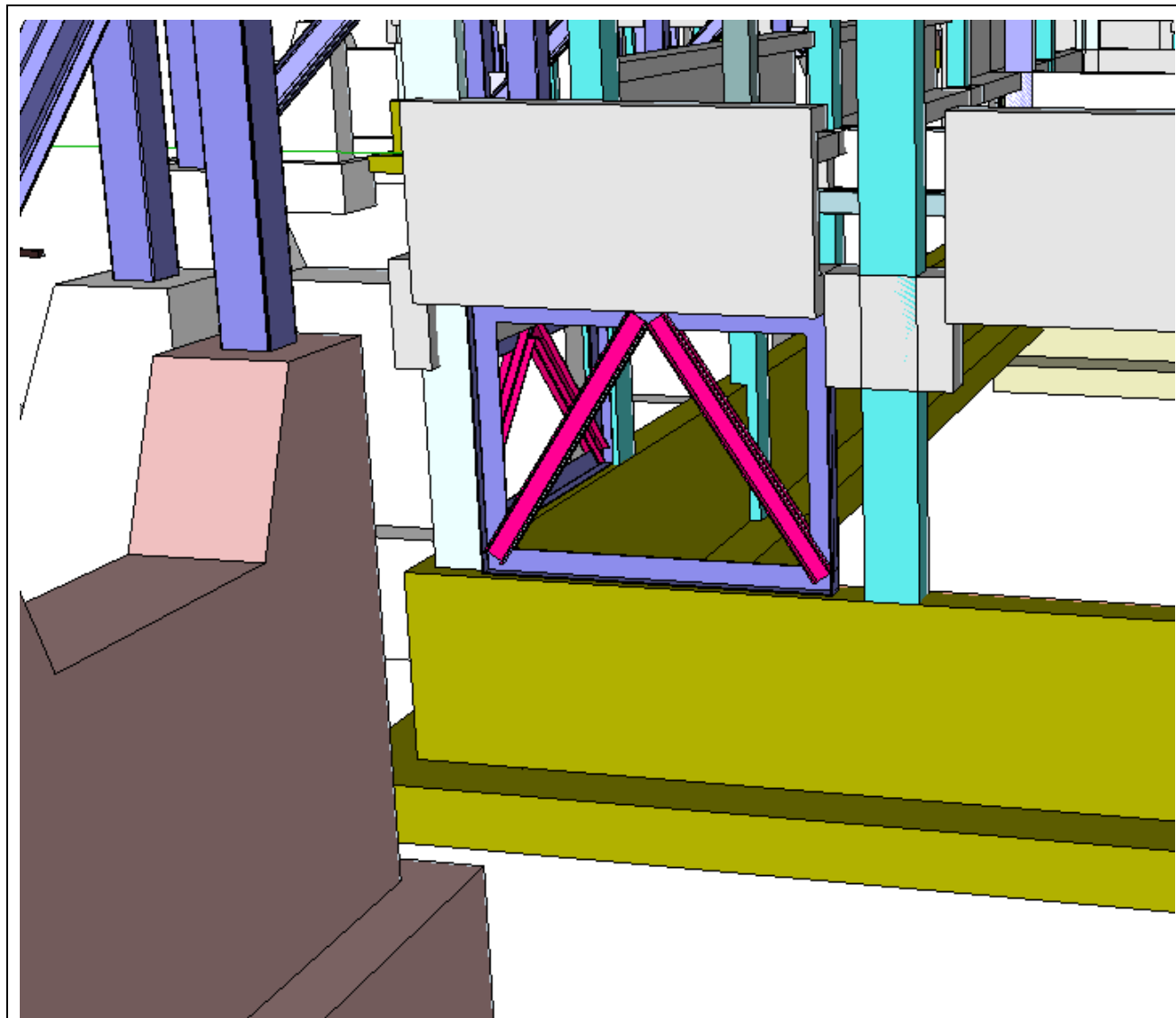
I basamenti, sebbene identici geometricamente, hanno una colorazione differente perché le quote di posa sono sfalsate in altezza di 2,5 cm; tale sfalsamento deriva dalla necessità di:

- evitare l'intreccio tra le barre in corrispondenza dei pilastri interni;
- garantire che le azioni dei dissipatori giungano esattamente nei nodi tra colonne montanti in acciaio e diagonali di controventamento.



Al piano seminterrato, per ridurre gli effetti del *taglio sismico* sui pilastri corti alla base, sono stati previsti dei telai metallici di controvento che saranno inseriti come mostrato nel disegno.

Nel disegno è rappresentato la tipologia 1 di tali telai di controvento.



Per la particolare configurazione strutturale dell'edificio in C.A. esistente, è stato necessario prevedere anche una seconda tipologia dei setti di controventamento alla base.

3. DEFINIZIONE DELLO SPOSTAMENTO LIMITE DI PROGETTO

In questa sezione si descrive la procedura che è stata adottata per la definizione dello *spostamento limite di progetto* che ha guidato la successiva fase di predimensionamento dei setti di controvento.

3.1 Descrizione sintetica del procedimento seguito

Nella definizione dello *spostamento limite di progetto*, è stato investito parecchio tempo per poterlo valutare in maniera il più attendibile possibile.

Poiché, al tempo, cominciavano a pervenire anche i primi risultati (non troppo confortanti) circa le proprietà meccaniche dei materiali strutturali (CLS ed acciaio) della struttura portante della Scuola, si è pensato che, probabilmente, anche la staffatura presente nei pilastri (deducibile con precisione tramite i disegni di carpenteria del C.A. e riscontri in opera), avrebbe potuto fornire un contributo di confinamento del CLS non trascurabile, ai fini del calcolo delle capacità resistente dei pilastri.

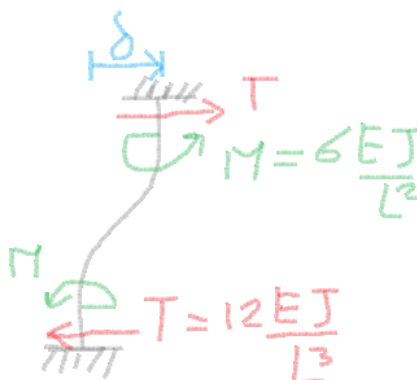
Sono state quindi individuate tutte le sezioni di armatura dei pilastri esistenti per il primo blocco aule (quello più ad est) che, tra di loro, a parità di dimensioni geometriche della sezione, si differenziavano:

- per numero e diametro delle barre longitudinali;
- per quantità di staffe presenti;

Per ogni sezione di armatura, sono stati calcolati i diagrammi:

- $M - \delta - N$ e, da questi, sono stati derivati i diagrammi $T - \delta - N$;
- $M - \chi - N$;

in riferimento allo schema di calcolo seguente:



A tal proposito sia per quanto concerne l'acciaio di armatura (longitudinale e trasversale) e sia per quanto concerne il CLS, sono stati adottati legami costitutivi non lineari; in particolare, i legami costitutivi adottati per il CLS, erano in grado di tenere in conto anche dell'incremento di resistenza offerto dall'azione di confinamento esercitata dalle staffe.

I suddetti diagrammi, che sono stati determinati a tutti i piani oltreché, come detto, per tutte le sezioni di armatura individuate, sono stati calcolati considerando l'altezza $L=3400$ mm del piedritto nello schema di calcolo mostrato in precedenza.

Il valore dello sforzo assiale di riferimento per ciascuno dei diagrammi calcolati, è stato determinato tramite un'analisi statica dell'intero corpo aule, nella configurazione dello stato di fatto.

Analizzando progressivamente i risultati numerici del calcolo dei suddetti diagrammi, sono stati individuati quindi i seguenti punti notevoli:

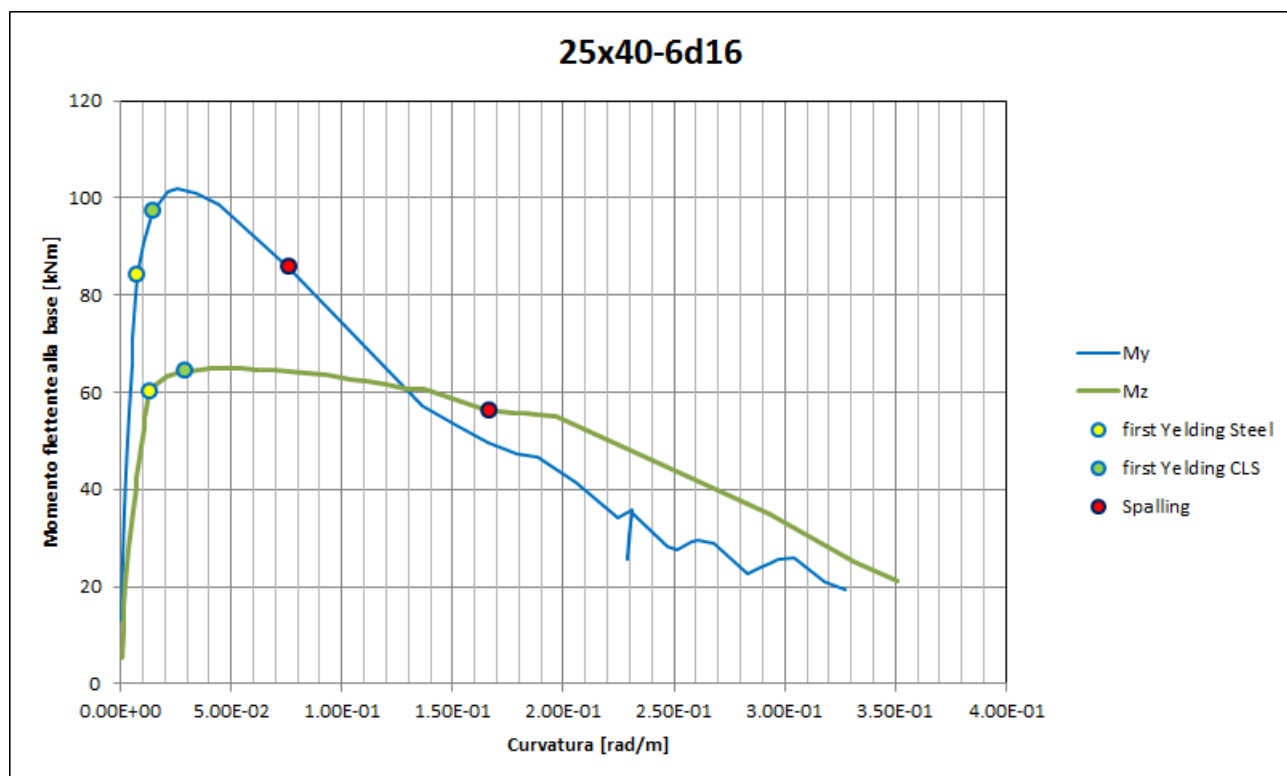
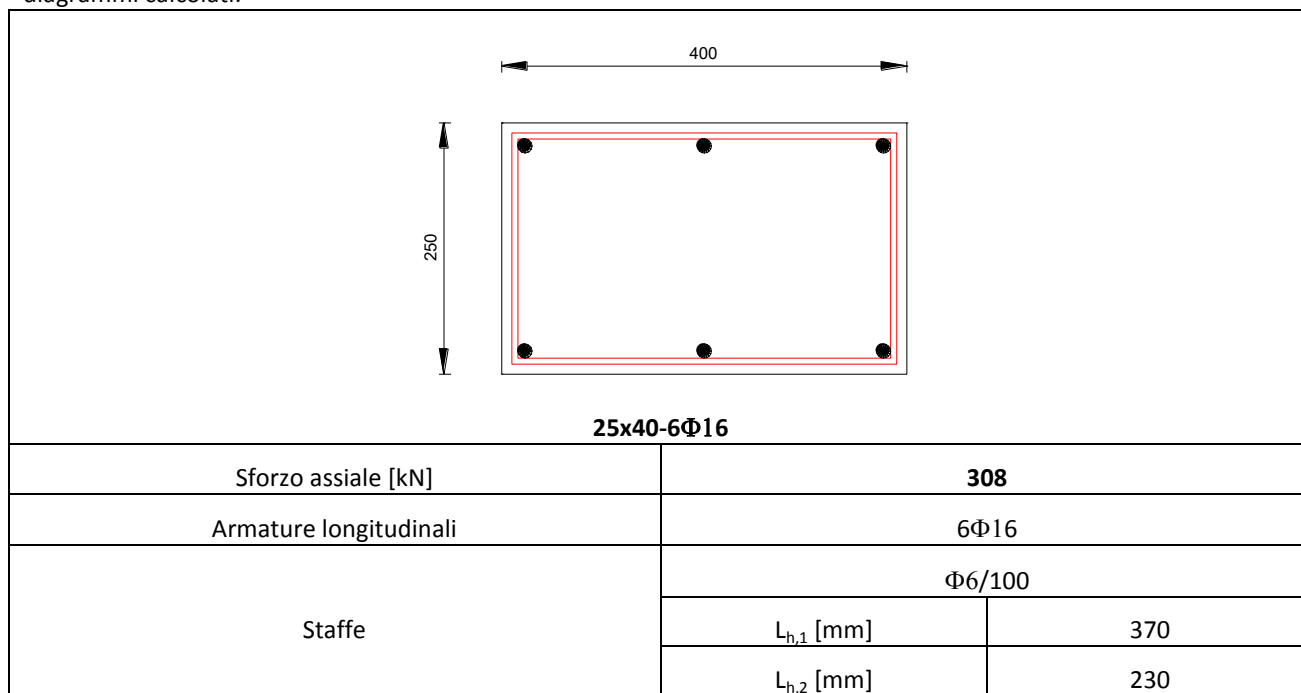
- Primo snervamento dell'acciaio;
- Snervamento calcestruzzo compresso;
- Rottura del CLS per spalling;

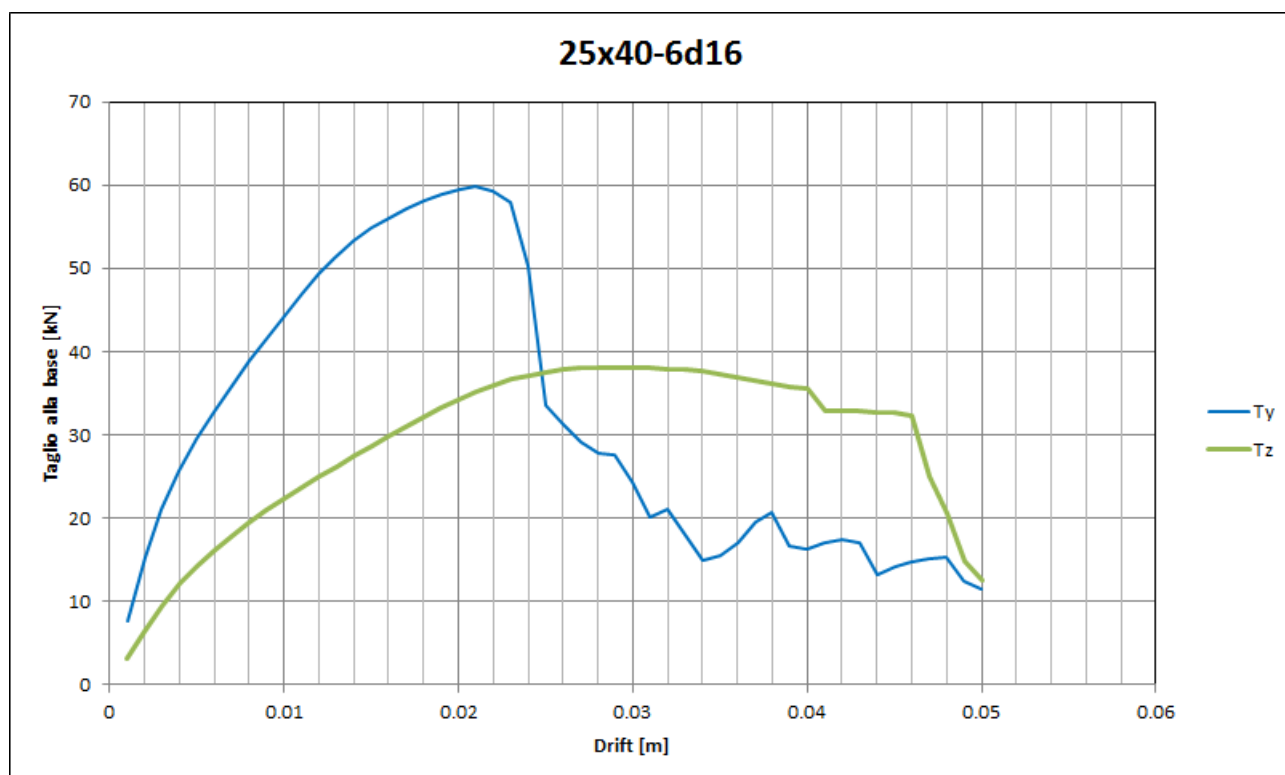
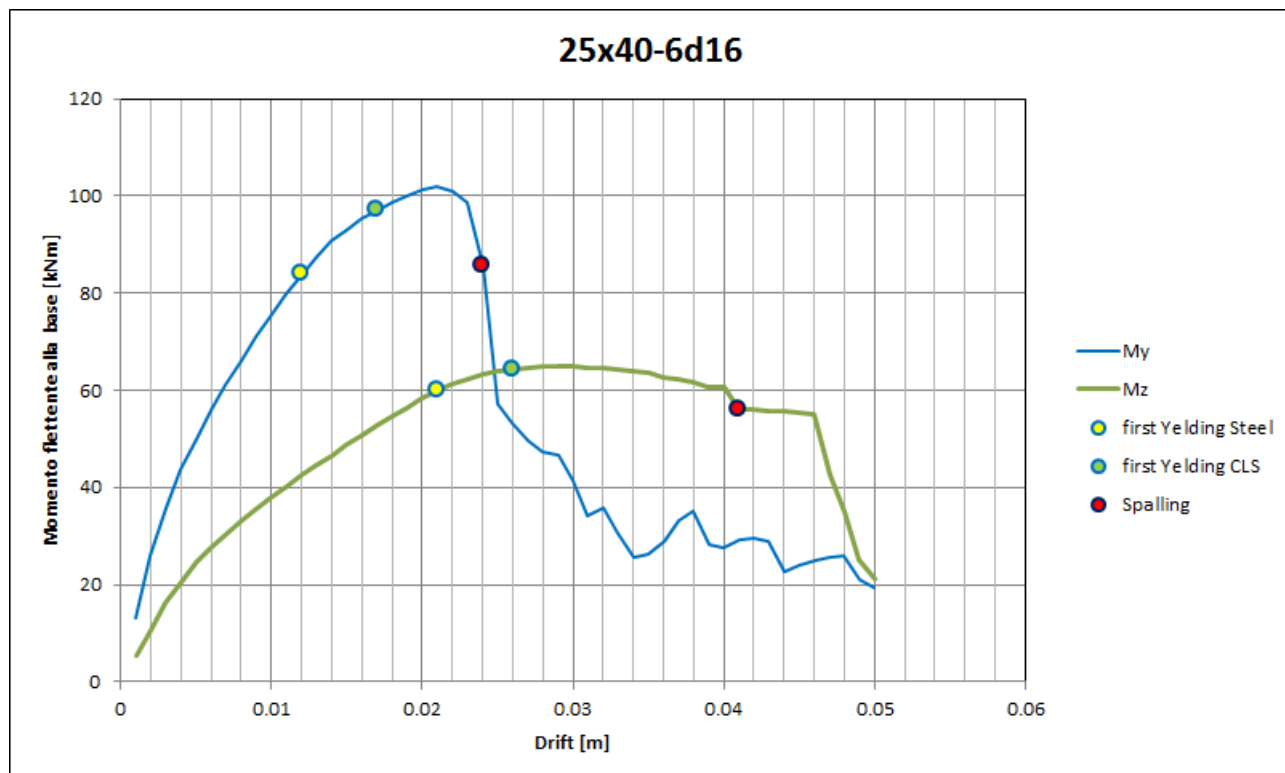
Relazione di calcolo

e, tali punti notevoli, sono stati riportati su ciascuno dei diagrammi tracciati.

Nello studio della capacità deformativa laterale dei pilastri, ai fini della definizione dello spostamento limite di progetto, si è scelto di non andare oltre alla condizione di rottura per spalling del CLS (sebbene non coincida con la condizione di SLU), perché considerata già di per se piuttosto onerosa, ai fini del ripristino eventuale (a seguito di eventi sismici importanti), da praticare in un contesto scolastico in funzione.

Le illustrazioni seguenti, in riferimento ad una specifica sezione di armatura esistente, mostrano la tipologia dei diagrammi calcolati:





E' stata quindi compilata la seguente tabella di sintesi che riporta, per tutte le sezioni di armatura individuate, e per tutti i piani, le stime dei valori di drift di piano (minimi e medi) ai quali si possono verificare le condizioni di criticità, quali appunto:

- Primo snervamento dell'acciaio;
- Snervamento calcestruzzo compresso;
- Rottura del CLS per spalling;

Relazione di calcolo

Valori di drift di piano ai quali si raggiunge una condizione di criticità per il CLS dei pilastri				
Seminterrato				
Sezioni	Quantità	Snervamento acciaio teso	Snervamento CLS compresso	Spalling
L-8Φ14	4	12	18	29
60x60-8Φ 20	2	8	10	12
25x35-4Φ16+2Φ20	2	15/22	19/27	25/39
25x35-6Φ16 st. Φ6/150	4	16/23	17/26	21/30
25x35-6Φ14 st. Φ6/150	6	13/21	17/25	21/31
25x35-6Φ12 st. Φ6/100	4	12/18	23/26	34/45
25x40-6Φ16	7	12/21	17/26	24/41
25x40-4Φ16+2Φ20	6	12/22	17/27	22/39
25x50-8Φ16 st. Φ6/200	1	10/22	14/26	18/34
25x52.5-6Φ16	2	9/19	14/28	21/42
25x60-8Φ16	3	8/22	11/26	14/34
30x60-8Φ18	5	9/18	11/21	14/27
30x50-8Φ16	3	10/18	13/21	17/28
Valori medi minimi di piano		12	16	24
Valori minimi di piano		8	10	12
Piano terra				
Sezioni	Quantità	Snervamento acciaio teso	Snervamento CLS compresso	Spalling
L-8Φ12	4	12	19	30
25x25-4Φ16	2	21	26	37
25x35-6Φ14 st. Φ6/150	4	13/21	17/25	21/31
25x35-6Φ14 st. Φ6/100	2	13/20	21/26	30/42
25x35-6Φ12 st. Φ6/100	4	12/18	23/26	32/45
25x35-6Φ12 st. Φ6/150	7	13/19	20/26	28/38
25x40-6Φ16	6	12/21	17/26	24/41
25x40-6Φ14	7	12/19	20/26	29/42
25x50-6Φ16	3	10/20	13/26	18/36
25x50-8Φ14	3	10/21	13/26	17/36
25x52.5-6Φ14	2	8/17	15/26	23/48
40x50-6Φ20 st. Φ6/200	2	10.5/13.5	11.5/14.5	13/16.5
T 30x60-8Φ16	5	8/16	11/22	16/30
T 25x50-8Φ14	1	10/16	14/28	20/36
Valori medi minimi di piano		12	18	26
Valori minimi di piano		8	11	13
Piano primo				
Sezioni	Quantità	Snervamento acciaio teso	Snervamento CLS compresso	Spalling
L-8Φ10	4	10	20	32
25x25-4Φ14	2	19	27	47
25x30-4Φ14	1	15/19	21/26	36/42
25x35-6Φ12 st. Φ6/150	4	13/19	20/26	28/38
25x35-6Φ10 st. Φ6/100	4	11/16	24/28	43/62
25x35-6Φ10 st. Φ6/150	6	11/16	23/27	35/56
25x35-4Φ14 st. Φ6/100	2	12/17	19/26	36/46
25x40-6Φ14	8	12/19	20/26	29/42
25x40-6Φ12	9	10/17	21/27	34/58

Relazione di calcolo

25x40-8Φ12	3	11/19	18/26	26/39
30x40-6Φ18	2	14/20	15/21	17/24
T 30x40-8Φ14	5	12/16	16/23	26/38
Valori medi minimi di piano		12	20	32
Valori minimi di piano		10	15	17
Piano secondo				
Sezioni	Quantità	Snervamento acciaio teso	Snervamento CLS compresso	Spalling
L-8Φ8	4	9	20	26
25x25-4Φ12	2	17	29	65
25x25-4Φ10	1	16	28	58
30x30-4Φ16	2	16	21	34
25x30-4Φ12	1	13/16	23/27	52/58
25x35-6Φ10 st. Φ6/150	4	11/16	23/27	35/56
25x35-6Φ8 st. Φ6/100	4	10/15	30/36	62/80
25x35-6Φ8 st. Φ6/150	6	10/14	25/32	53/70
25x35-4Φ12 st. Φ6/100	2	11/16	21/29	51/60
25x40-6Φ12	3	10/17	21/27	34/58
25x40-6Φ10	15	9/15	22/31	44/70
25x40-6Φ8	2	7/14	24/34	52/77
T 30x40-8Φ12	5	12/16	16/24	32/40
Valori medi minimi di piano		11	23	46
Valori minimi di piano		9	16	26

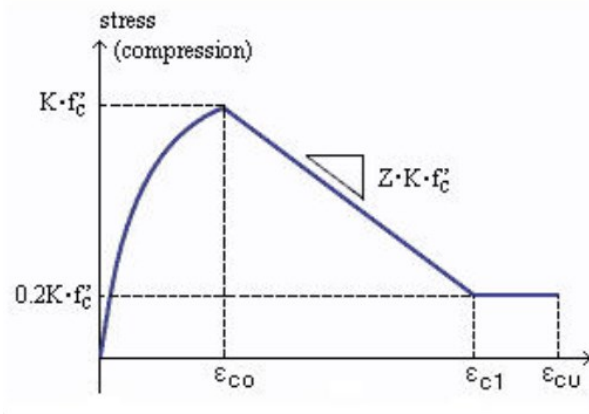
Nella tabella i valori separate dalla "/" sono relativi a sezioni con dimensioni differenti, pertanto i valori rappresentano il drift misurato rispetto all'asse forte/debole della sezione.

4. NON LINEARITÀ MECCANICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

In tale sezione saranno descritte le assunzioni e le modalità con i quali sono stati costruiti i legami costitutivi dei materiali, CLS ed Acciaio di armatura, indispensabili per la costruzione degli strumenti di indagine elencati nella precedente sezione.

4.1 Modello per calcestruzzo confinato

Per quantificare in modo più aderente alla realtà le risorse resistenti delle membrature in C.A., considerando anche il contributo offerto dal confinamento delle staffe e delle armature longitudinali, si adotterà il modello di CLS confinato di Kent e Park (1973), come modificato da Scott, et al. (1982), per la sua facilità di calibrazione ed affidabilità. La figura seguente mostra sinteticamente tale legame costitutivo:



In cui:

- f'_c è la resistenza a compressione cilindrica per il CLS;
- $K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f'_c}$ è il fattore che quantifica l'incremento della resistenza per il CLS per effetto del confinamento prodotto dalle armature trasversali;
- ρ_s rapporto tra il volume delle staffe ed il volume del *core* di CLS, misurato esternamente alle staffe;
- f_{yh} è la tensione di snervamento dell'acciaio delle armature trasversali (staffe);
- $\varepsilon_{c0} = 0.002 \cdot K$ è la deformazione unitaria misurata in corrispondenza del valore f'_c ;
- ε_{cu} è la deformazione unitaria ultima a compressione del CLS;
- $Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 \cdot f'_c}{145 \cdot f'_c - 1000} + 0.75 \cdot \rho_s \cdot \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002 \cdot K}$ è il coefficiente che rappresenta la rigidità del CLS nella zona di softening post snervamento (è la pendenza del ramo di softening);
- h' è la larghezza del *core* di CLS misurato all'esterno delle staffe;
- s_h il passo delle staffe, misurato tra centro e centro delle barre;

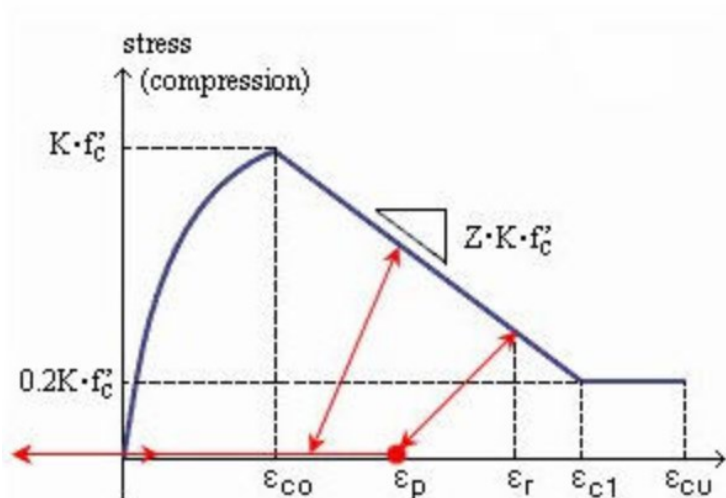
Come valore di ε_{cu} si può adottare la relazione proposta da Scott, o altrimenti un valore a discrezione dell'utente:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.9 \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yh}}{300} \geq \frac{0.8}{Z} + \varepsilon_{c0}$$

Relazione di calcolo

Nel modello di Kent e Park le caratteristiche di resistenza a trazione sono trascurate.

Per quanto concerne invece le caratteristiche isteretiche del modello di Kent e Park, si può dire che:



- a) Quando un elemento è soggetto a scarico in compressione, il comportamento è descritto dalla retta unente i punti di deformazione unitaria ε_r e ε_p , in cui:

- ε_r è il valore di deformazione unitaria di inizio scarico;
- ε_p è legato al valore di ε_r , tramite le relazioni seguenti:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{co}} = 0.145 \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{co}} \right)^2 + 0.13 \cdot \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{co}} \Leftrightarrow \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{co}} < 2$$

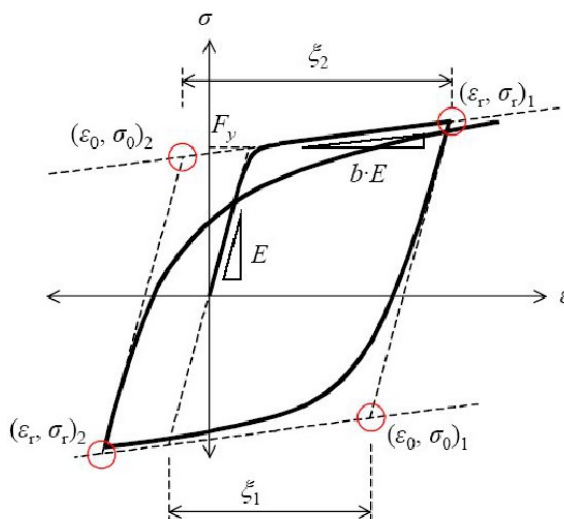
$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{co}} = 0.707 \cdot \left(\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{co}} - 2 \right) + 0.834 \Leftrightarrow \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_{co}} \geq 2$$

- b) La resistenza a trazione è completamente nulla, pertanto il contributo tensionale per deformazioni unitarie di trazione è nullo;
- c) In fase di ricarico, il valore della tensione sarà assunto pari a zero fino al valore di ε_p , quindi il diagramma di ricarico seguirà la linea lungo la quale si è verificato lo scarico. Carico e scarico non possono essere applicati linearmente dal momento che si tratta di un'applicazione non lineare. Tuttavia i risultati sono comunque sufficientemente corretti anche assumendo un andamento tale.

4.2 Modello per l'acciaio

Il comportamento non-lineare per l'acciaio di armatura utilizzato è quello utilizzato da Pinto e Menegotto (1973) modificato in seguito da Filippou (1983) che include la deformazione isotropa per incrudimento.

Il modello è stato utilizzato nel corso degli anni e si è sempre dimostrato molto efficiente restituendo valori in accordo con i risultati sperimentali di barre di armatura soggette a carico ciclico.



Il legame costitutivo a comportamento isteretico è espresso da questa relazione:

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1-b) \cdot \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{1/R}}$$

In cui:

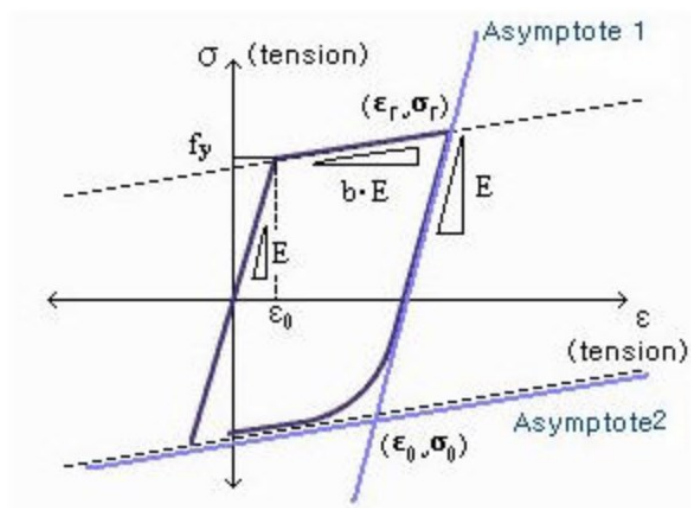
- $\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_R}{\varepsilon_0 - \varepsilon_R}$;
- $\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_R}{\sigma_0 - \sigma_R}$;
- $R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi}$ tiene conto dell'effetto Bauschinger.

I coefficienti a_1 , a_2 e R_0 sono determinati da test isteretici sperimentali. I valori di default assunti sono i seguenti:

- $a_1 = 18.5$;
- $a_2 = 0.15$;
- $R_0 = 20$

come suggerito nella documentazione sperimentale di riferimento (Menegotto e Pinto 1973).

Il modello ha due asintoti: uno con pendenza pari alla rigidezza elastica e l'altro con pendenza pari alla rigidezza dopo lo snervamento.



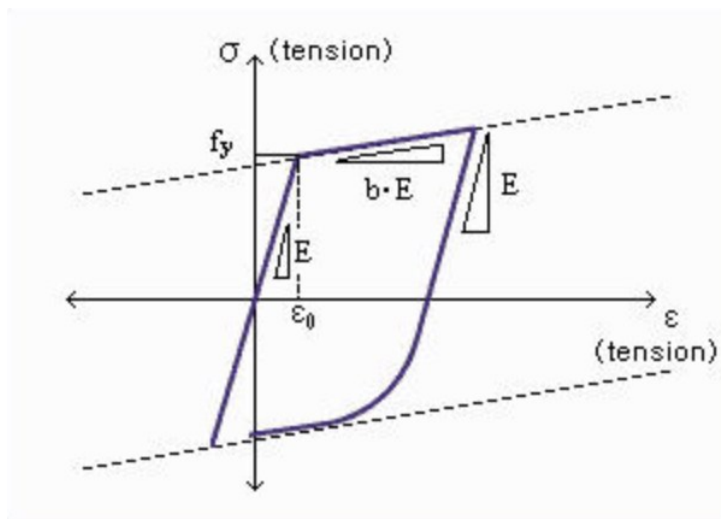
Il punto (ϵ_0, σ_0) è l'intersezione tra i due asintoti, mentre (ϵ_r, σ_r) dove l'ultimo scaricamento si è verificato.

Durante la fase di carico e scarico i punti indicati sono riaggiornati come la curva stessa.

ξ è un coefficiente di forma che viene riaggiornato ad ogni scaricamento.

Nel codice di calcolo utilizzato (MIDAS) sono richiesti tre parametri:

- b Fattore di riduzione delle rigidezza dopo lo snervamento;
- f_y tensione di snervamento dell'acciaio;
- E modulo elastico dell'acciaio.



4.3 Sezioni resistenti

E' immediato constatare che il modello di Kent e Park è individuato quando sono noti i seguenti elementi:

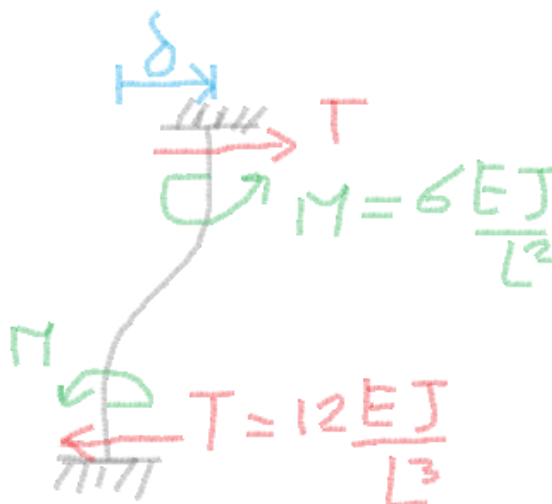
- f'_c è la resistenza a compressione cilindrica per il CLS;
- f_{yh} è la tensione di snervamento dell'acciaio delle armature trasversali (staffe);
- s_h il passo delle staffe, misurato tra centro e centro delle barre;
- Dimensione geometriche delle staffe;
- h' è la larghezza del core di CLS misurato all'esterno delle staffe;

mentre per il modello di Pinto e Menegotto, devono essere definiti:

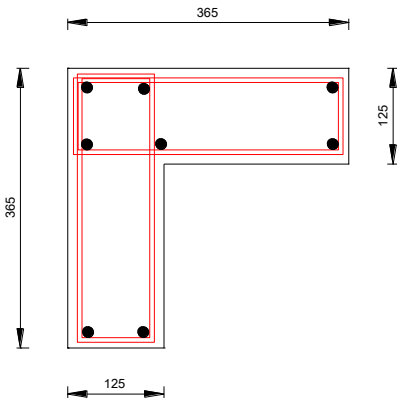
- b Fattore di riduzione delle rigidezza dopo lo snervamento;
- f_y tensione di snervamento dell'acciaio;
- E modulo elastico dell'acciaio.

Per la costruzione dei legami momento-curvatura-sforzo assiale e Momento/drift, è quindi necessario calcolare i parametri essenziali del modello di Kent e Park per ogni sezione resistente da individuare in funzione della geometria, passo di staffatura e quantità di armatura.

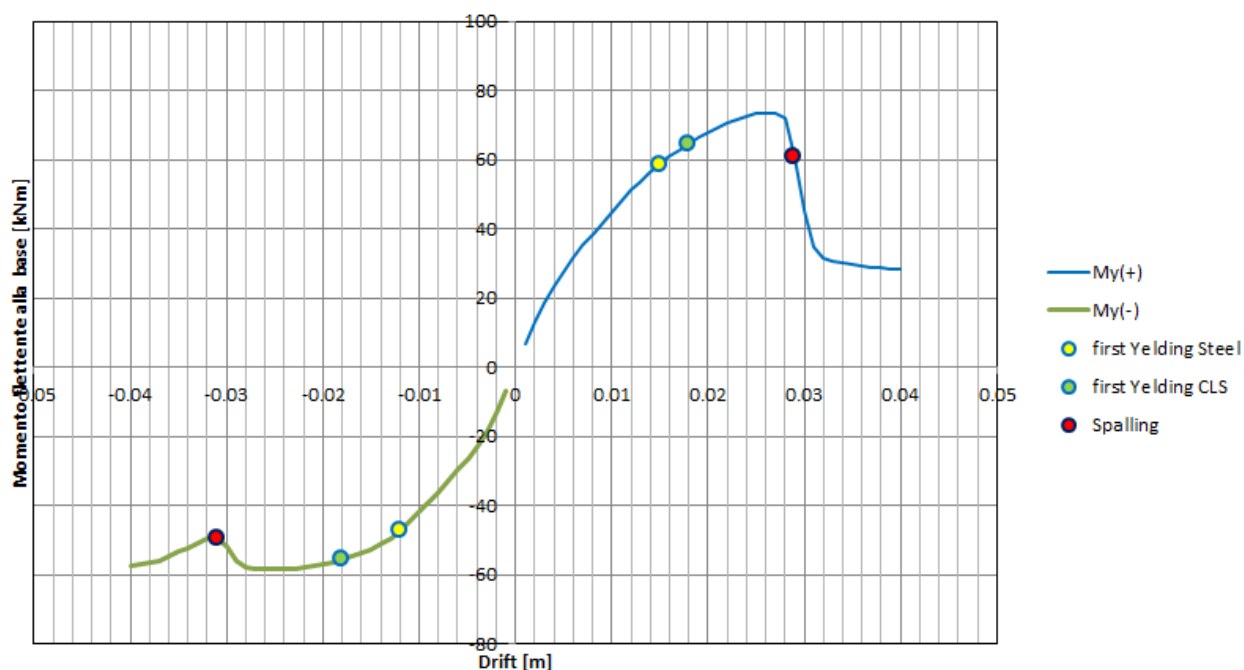
I diagrammi che saranno presentati nel seguito, sono stati calcolati in riferimento al seguente schema strutturale:

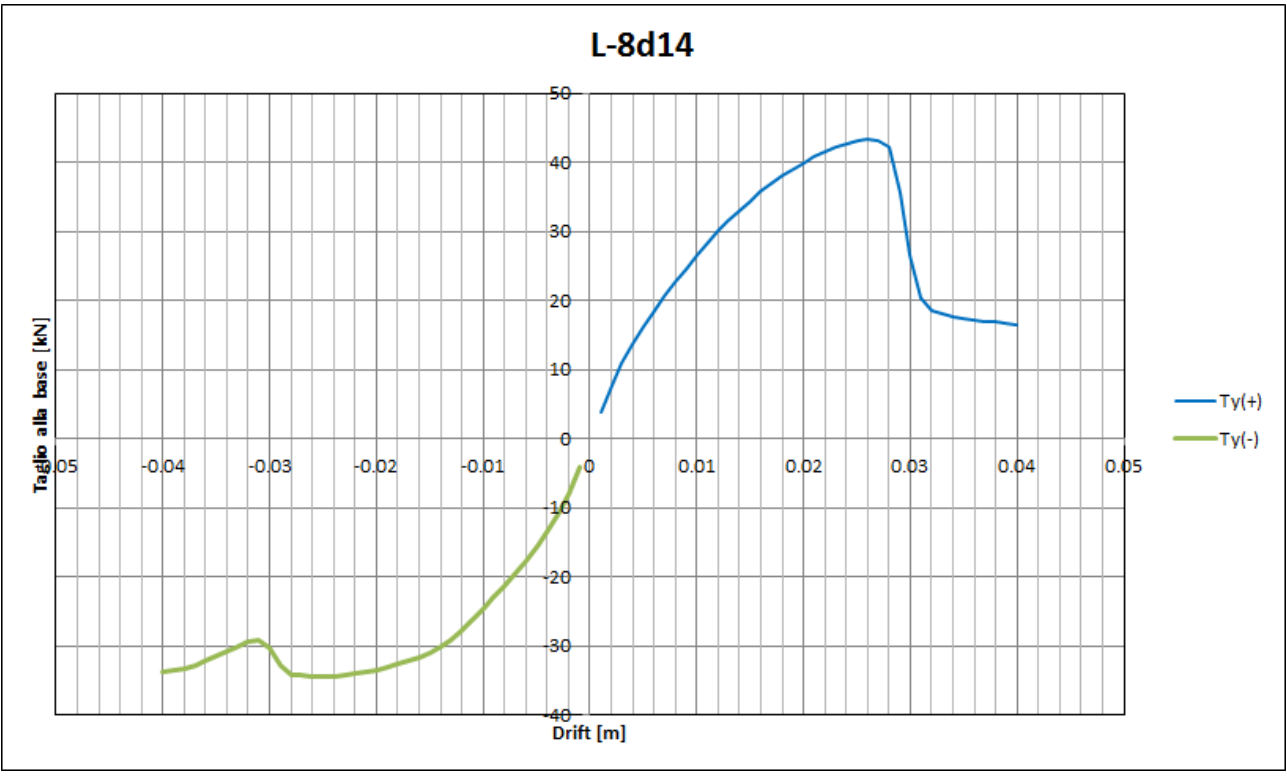
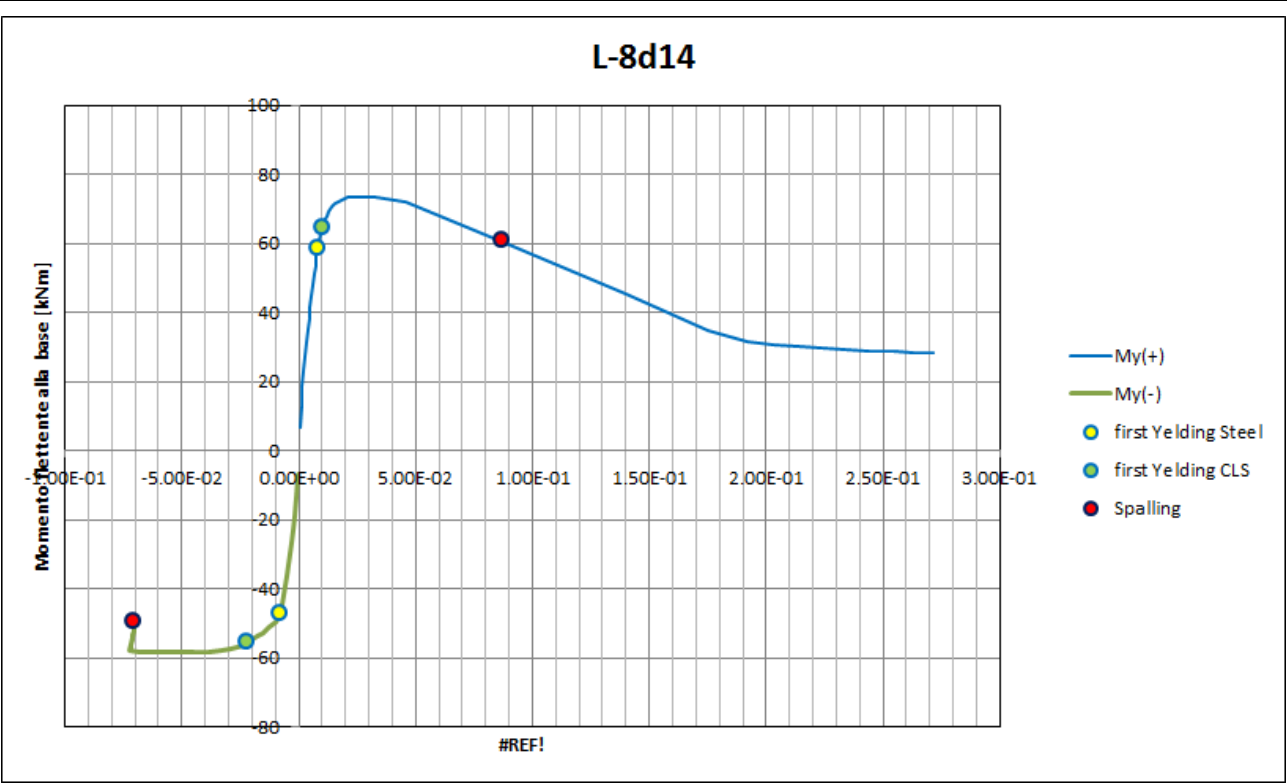


4.3.1 Pilastri del piano seminterrato

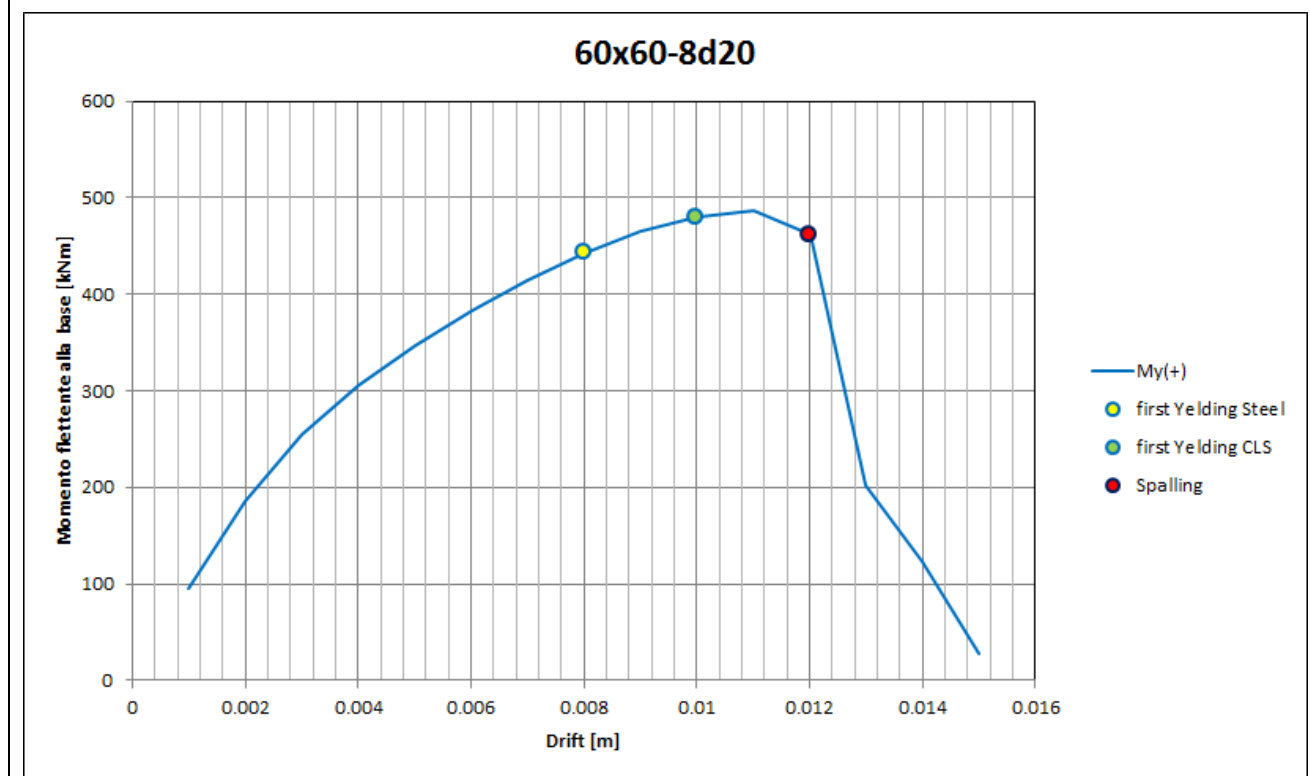
Denominazione sezione	L-8 ϕ 14		
	Pilastri	1 9 43 51	
	Sforzo assiale [kN]	217	
	Armature longitudinali	8 ϕ 14	
	Staffe	ϕ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	100
		$L_{h,2}$ [mm]	350
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.18$ - $e_{c0}=0.002356$ - $e_{cu}=0.02592$ - $Z=37.72$ 		
			Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

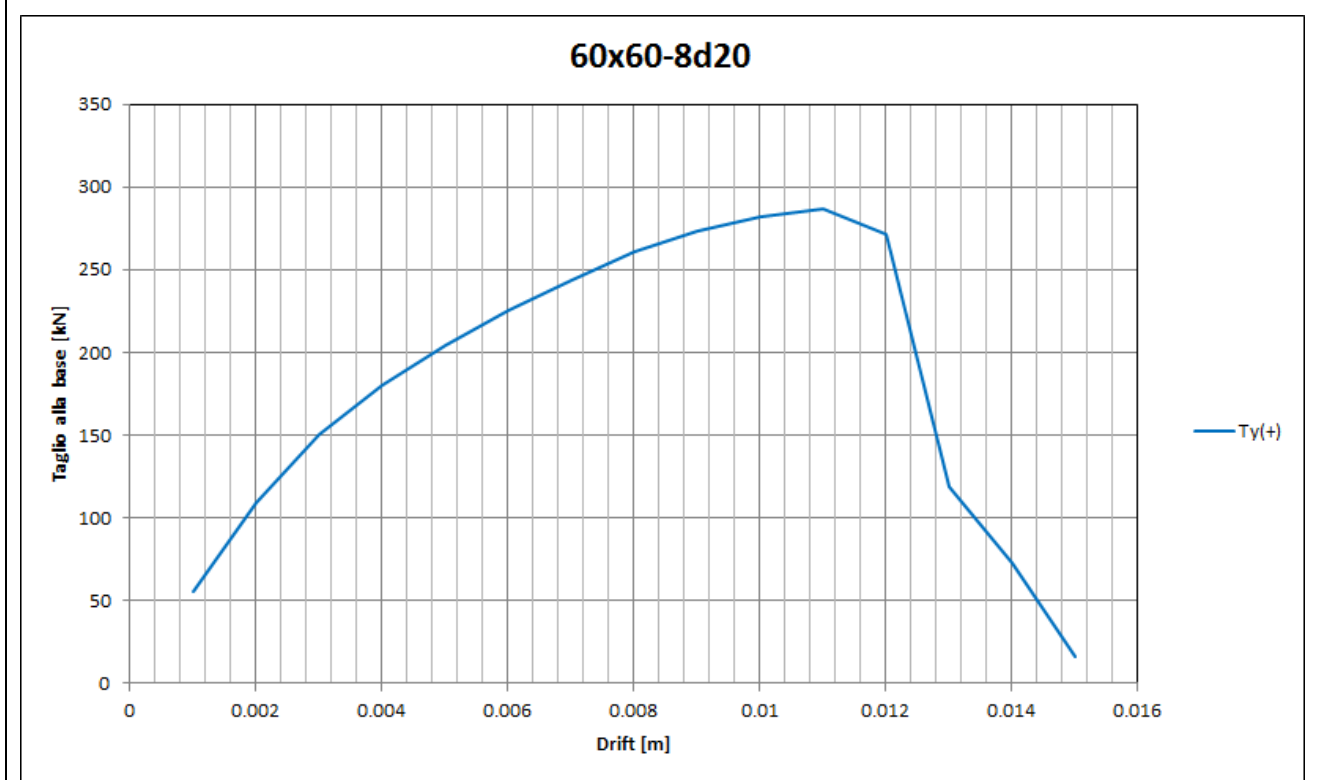
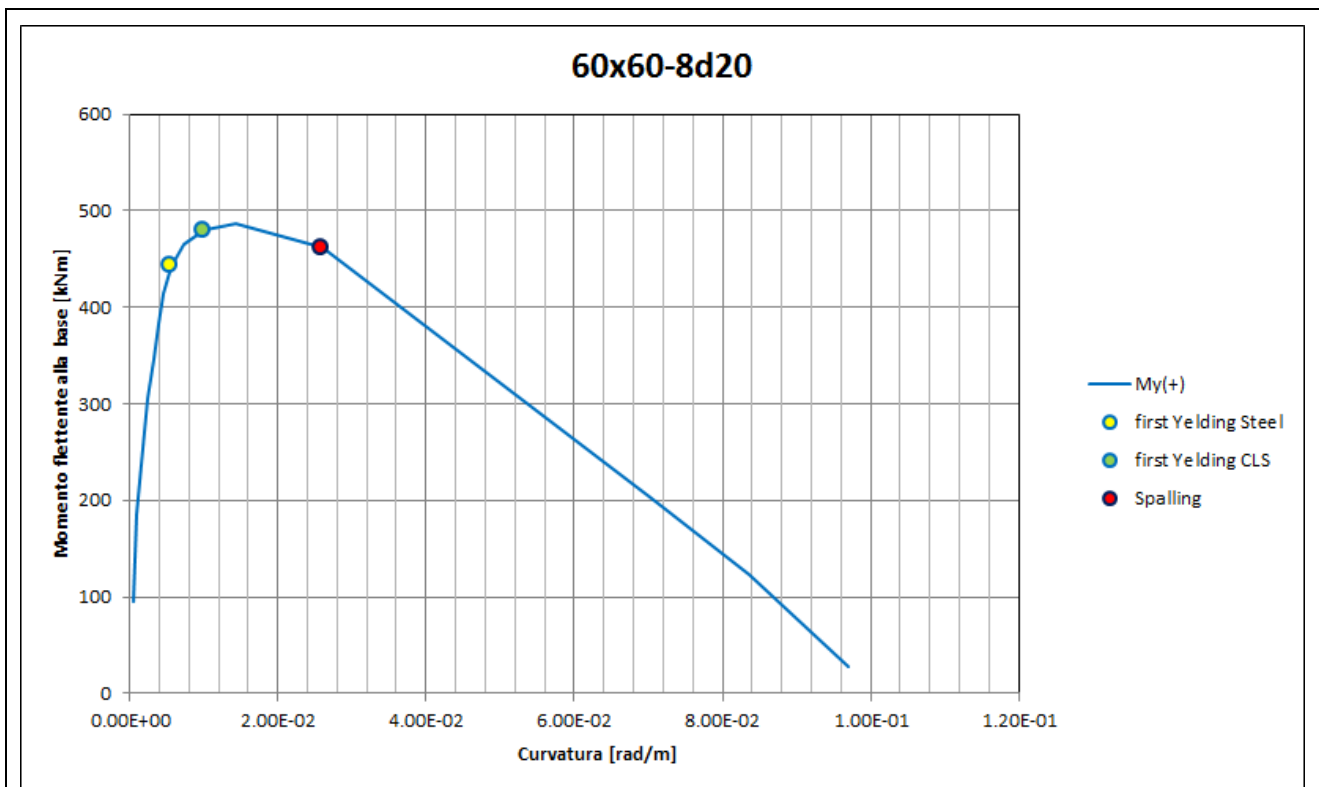
L-8d14



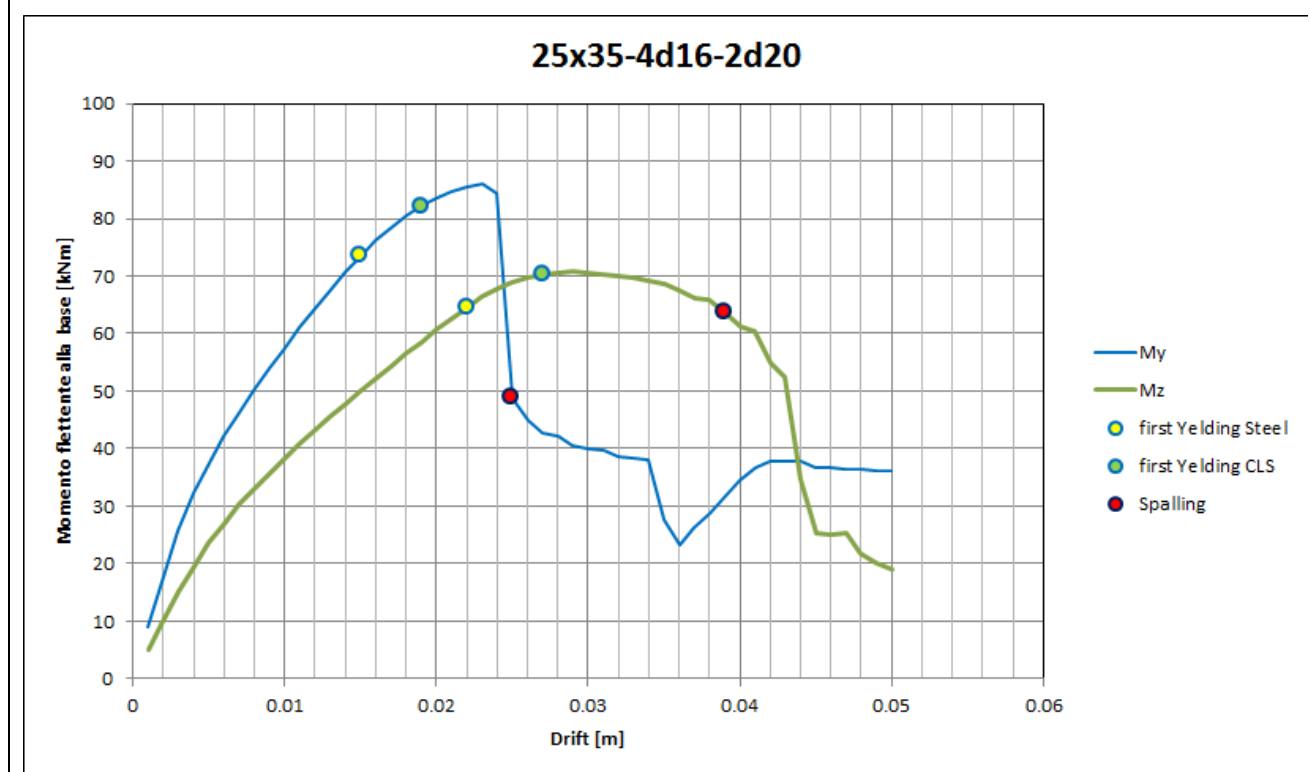


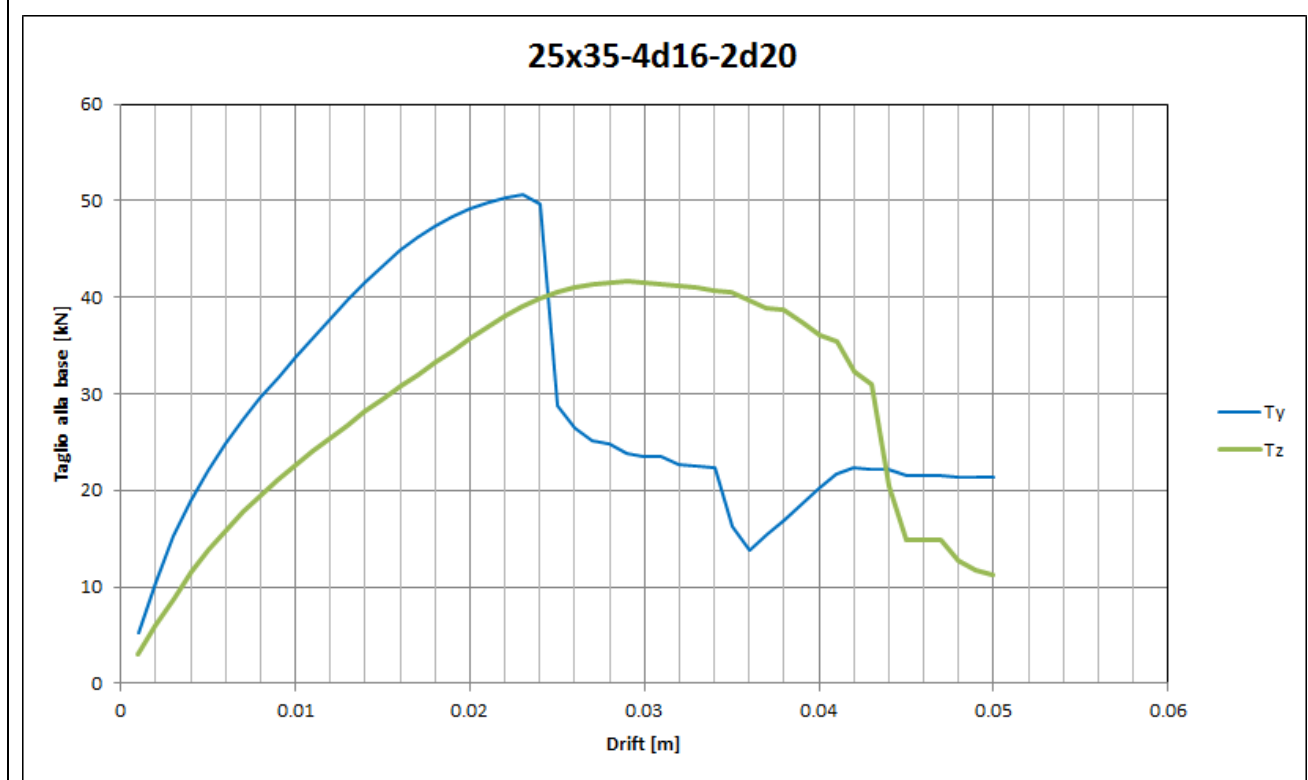
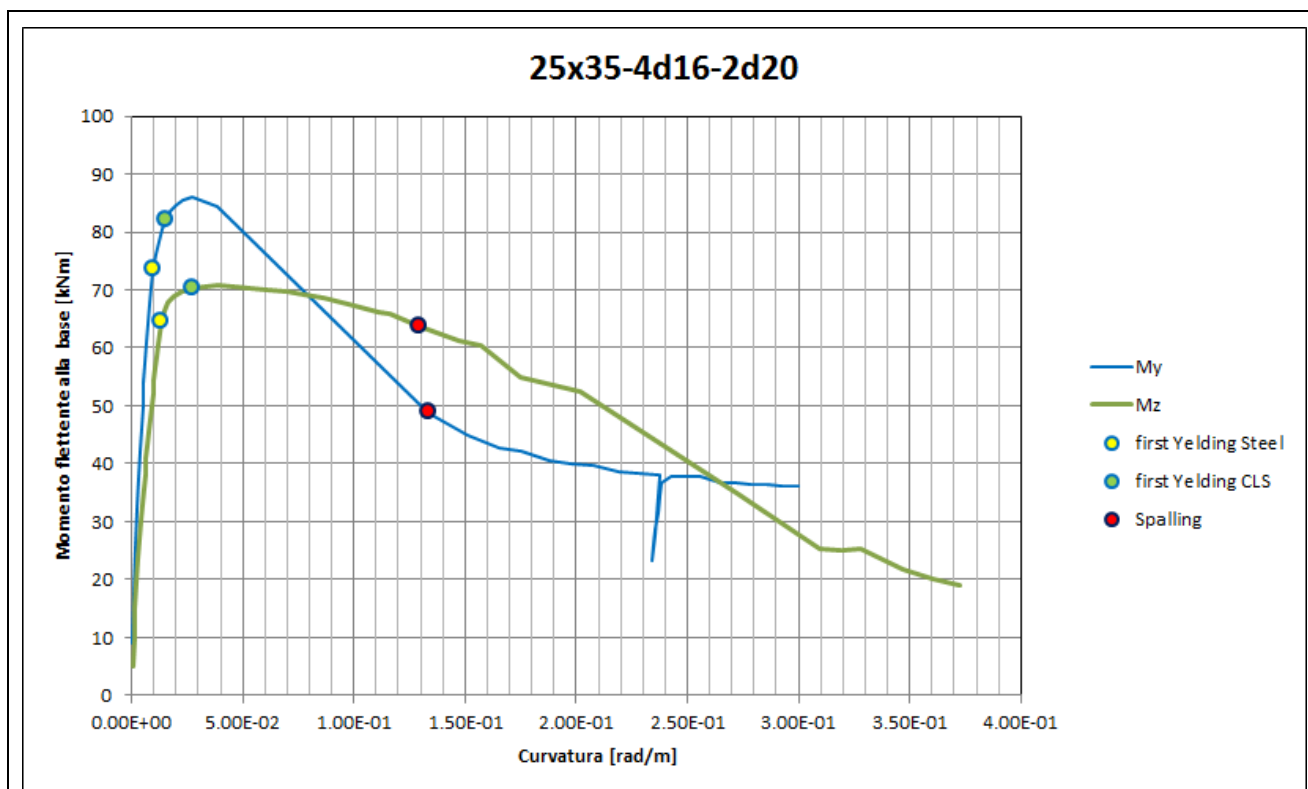
Denominazione sezione	60x60-8d20		
	Pilastri	27 36	
	Sforzo assiale [kN]	1330	
	Armature longitudinali	8F20	
	Staffe	$\Phi 6/200$	
		$L_{h,1}$ [mm]	570
		$L_{h,2}$ [mm]	570
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.03$ - $e_{c0}=0.002062$ - $e_{c1}=0.01758$ - $e_{cu}=0.019338$ - $Z=51.55$ 		
			Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$



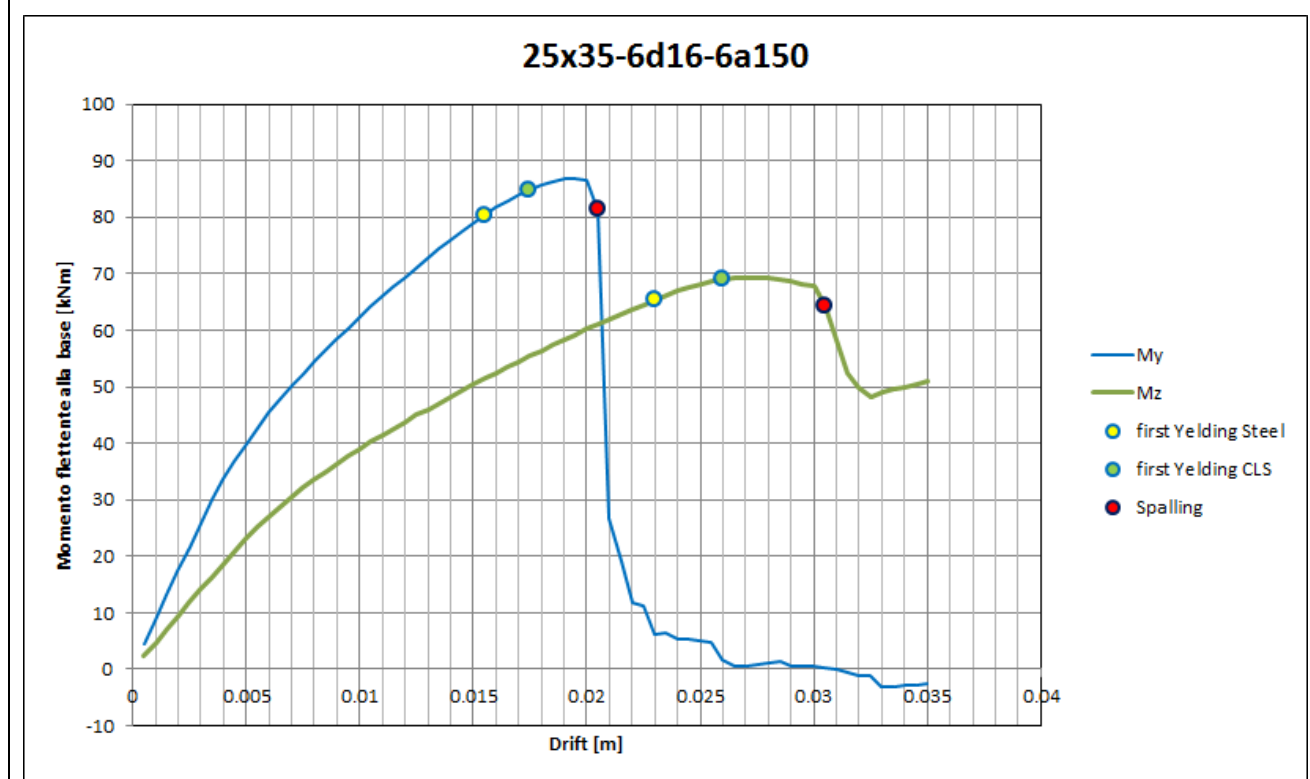


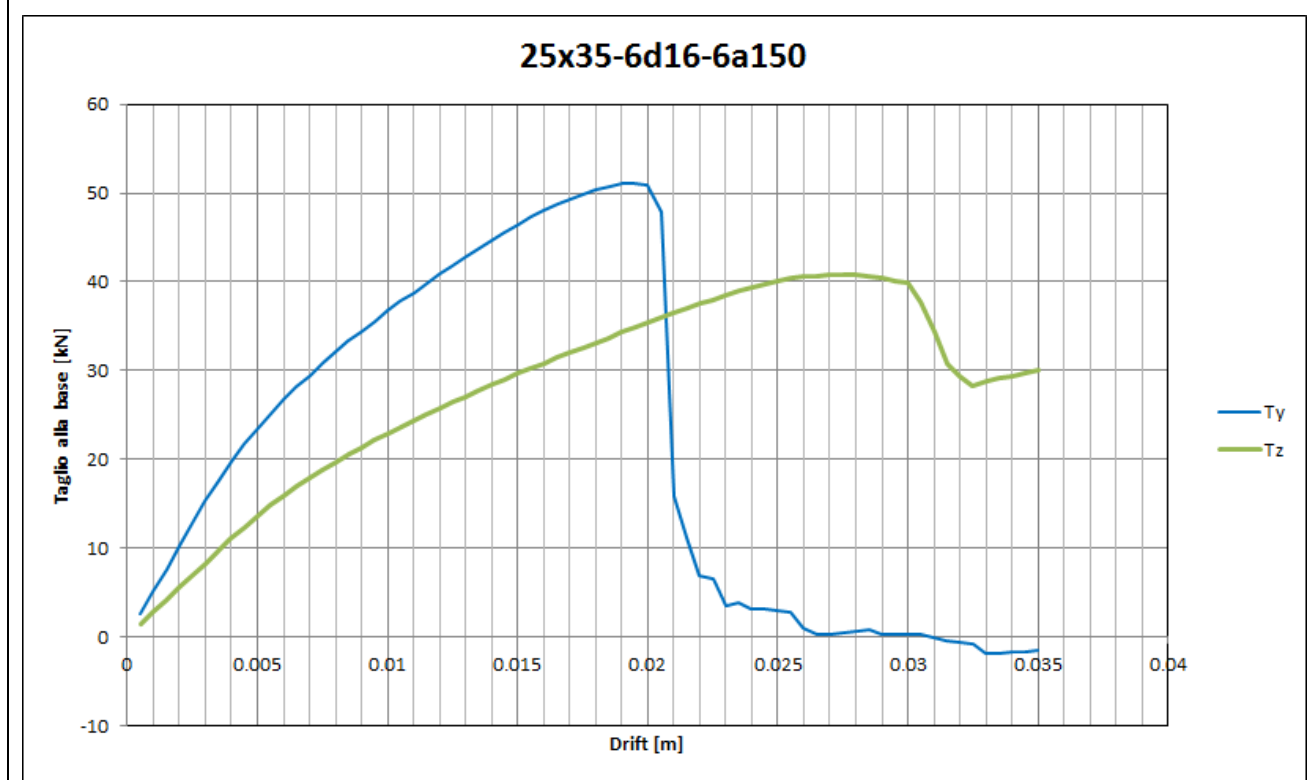
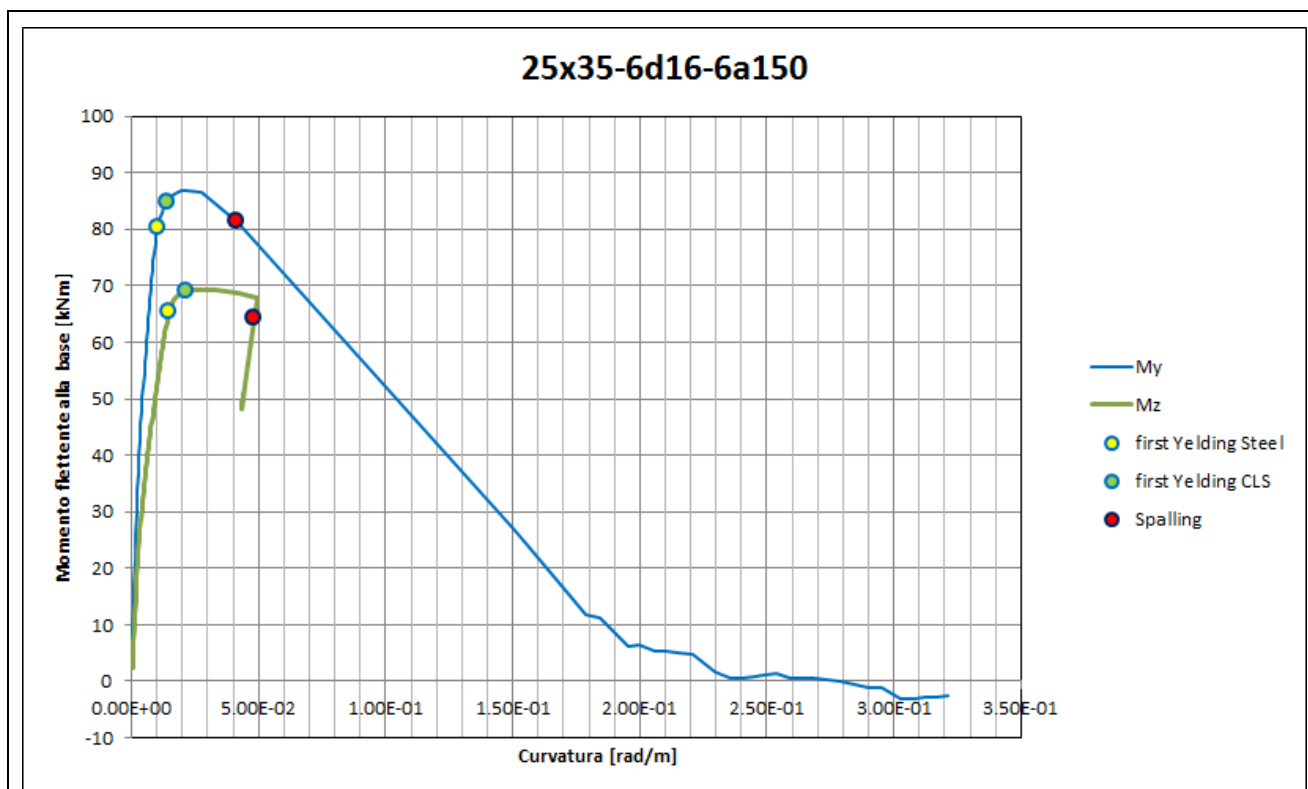
Denominazione sezione	25x35-4φ16+2d20		
	Pilastri	3 5	
	Sforzo assiale [kN]	320	
	Armature longitudinali	4Φ16+2F20	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.1$ - $e_{c0}=0.002211$ - $e_{c1}=0.022681$ - $e_{cu}=0.024949$ - $Z=39.08$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

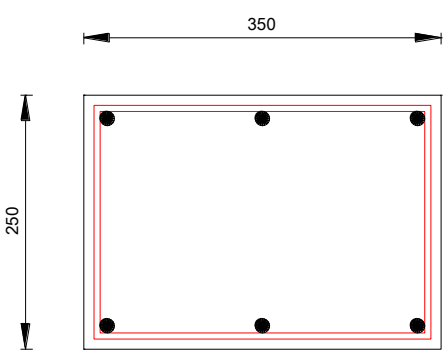


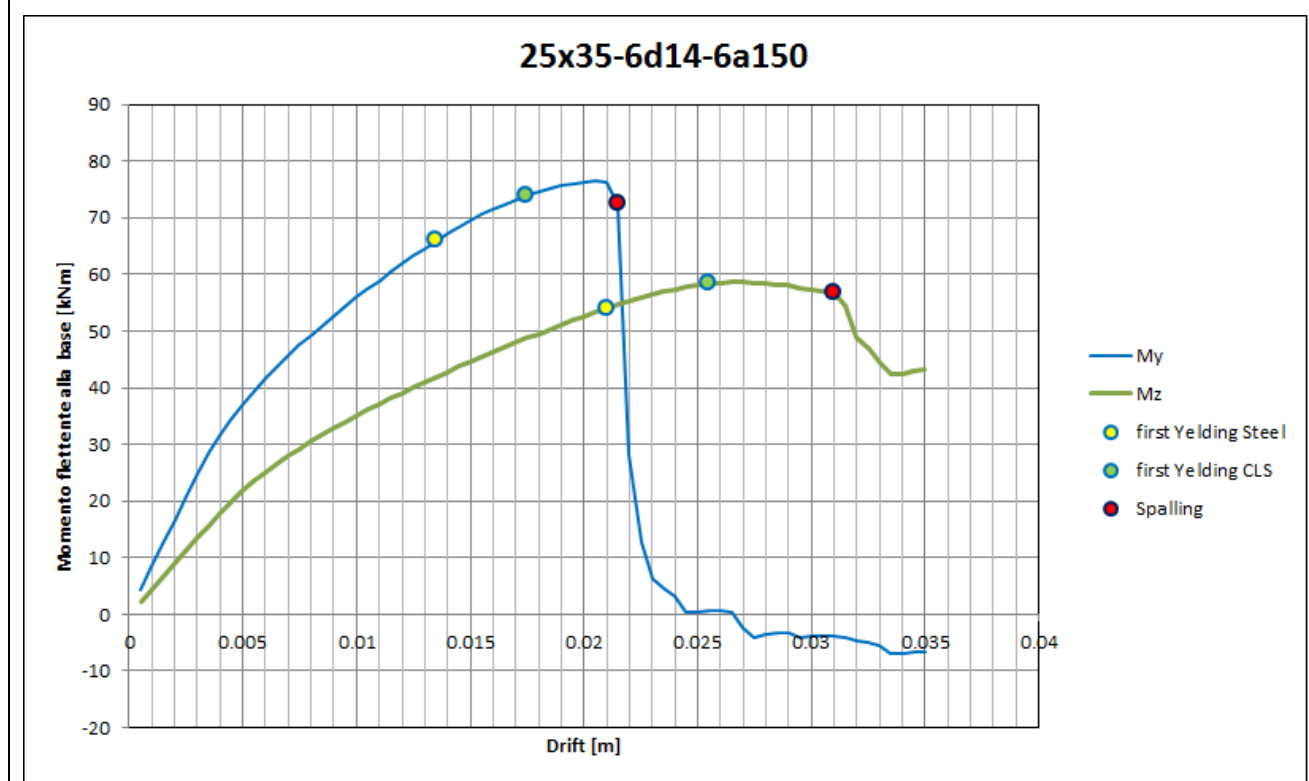


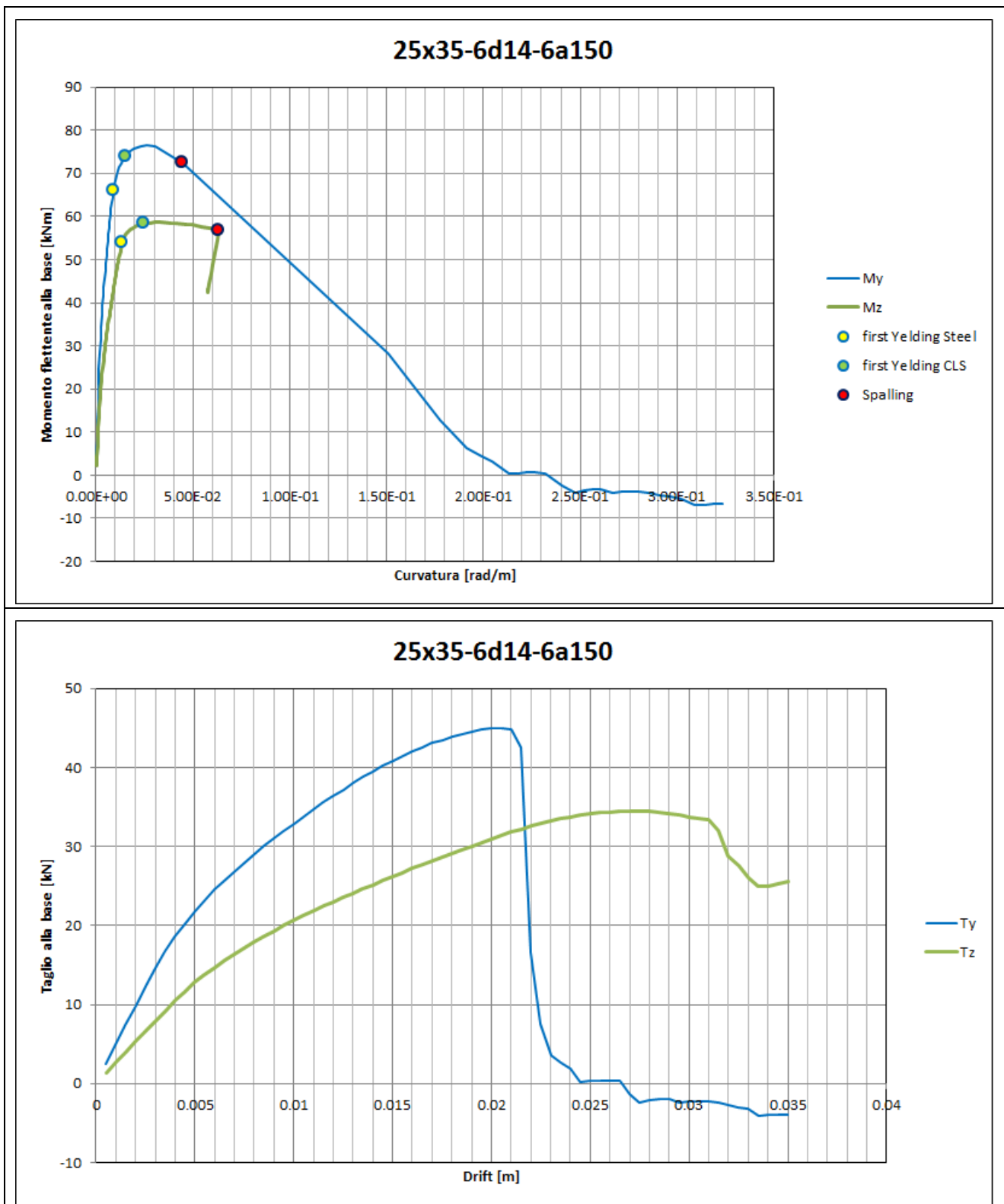
Denominazione sezione	25x35-6φ16-6a150		
	Pilastri	4 33 42	
	Sforzo assiale [kN]	411	
	Armature longitudinali	6Φ16	
	Staffe	Φ6/150	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.05$ - $e_{c0}=0.002097$ - $e_{cu}=0.01201$ - $e_{cu}=0.013211$ - $Z=80.69$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

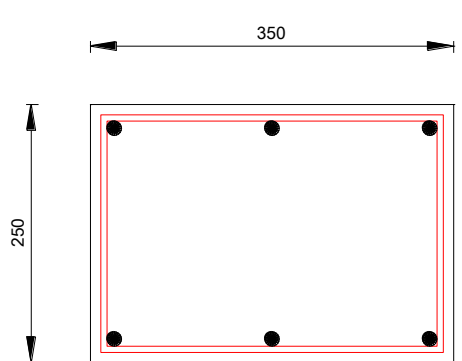


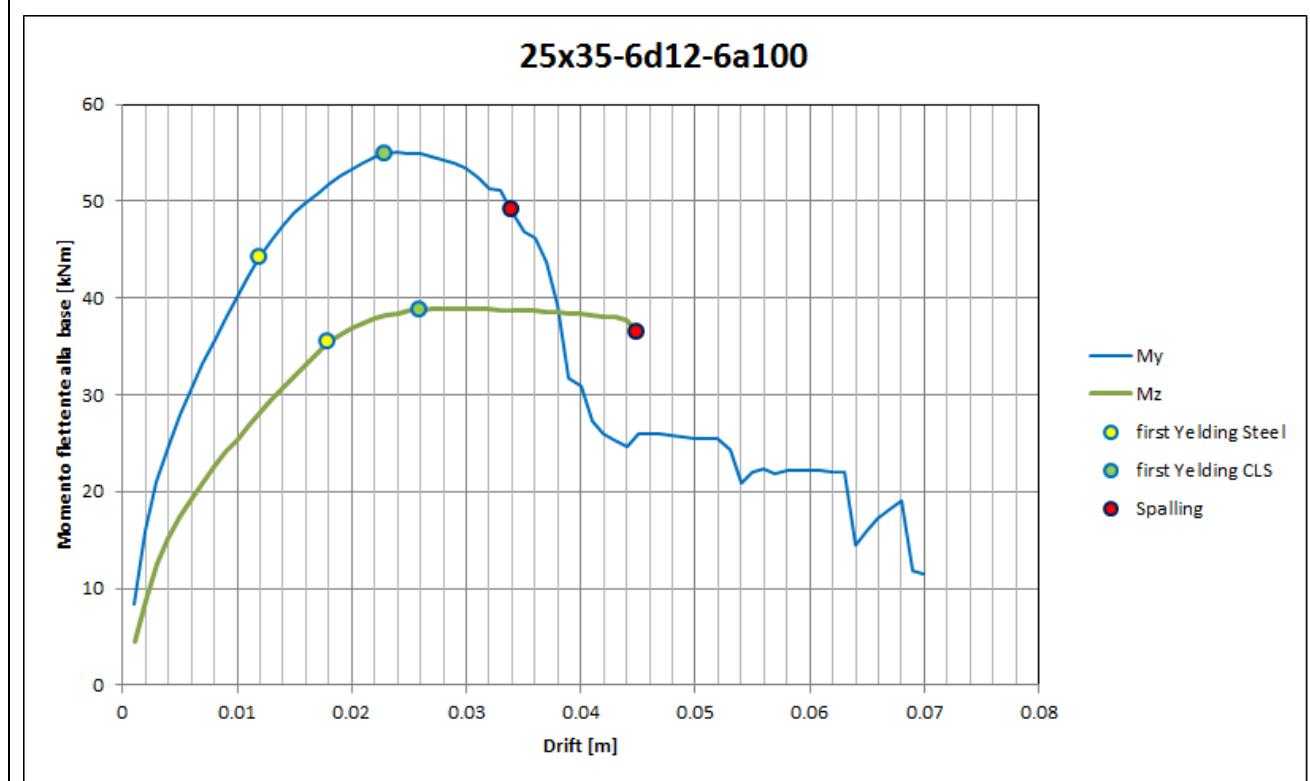


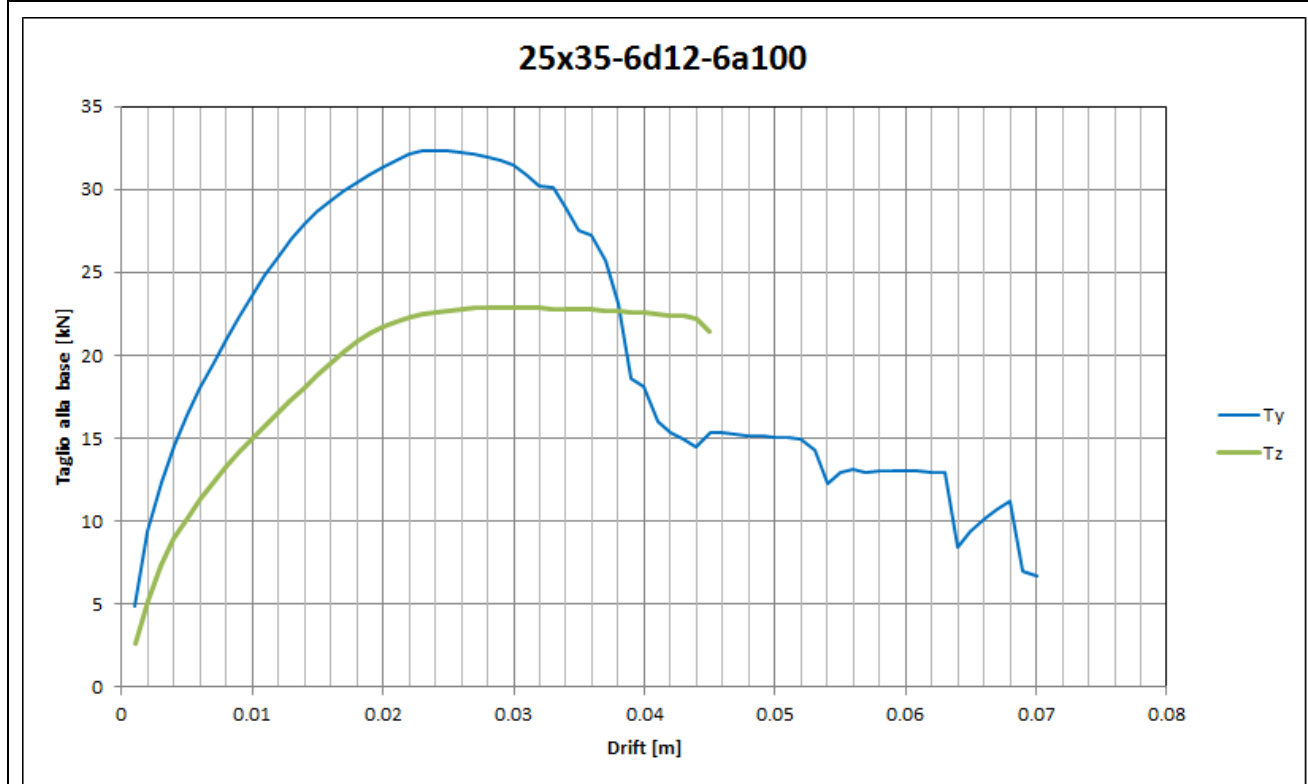
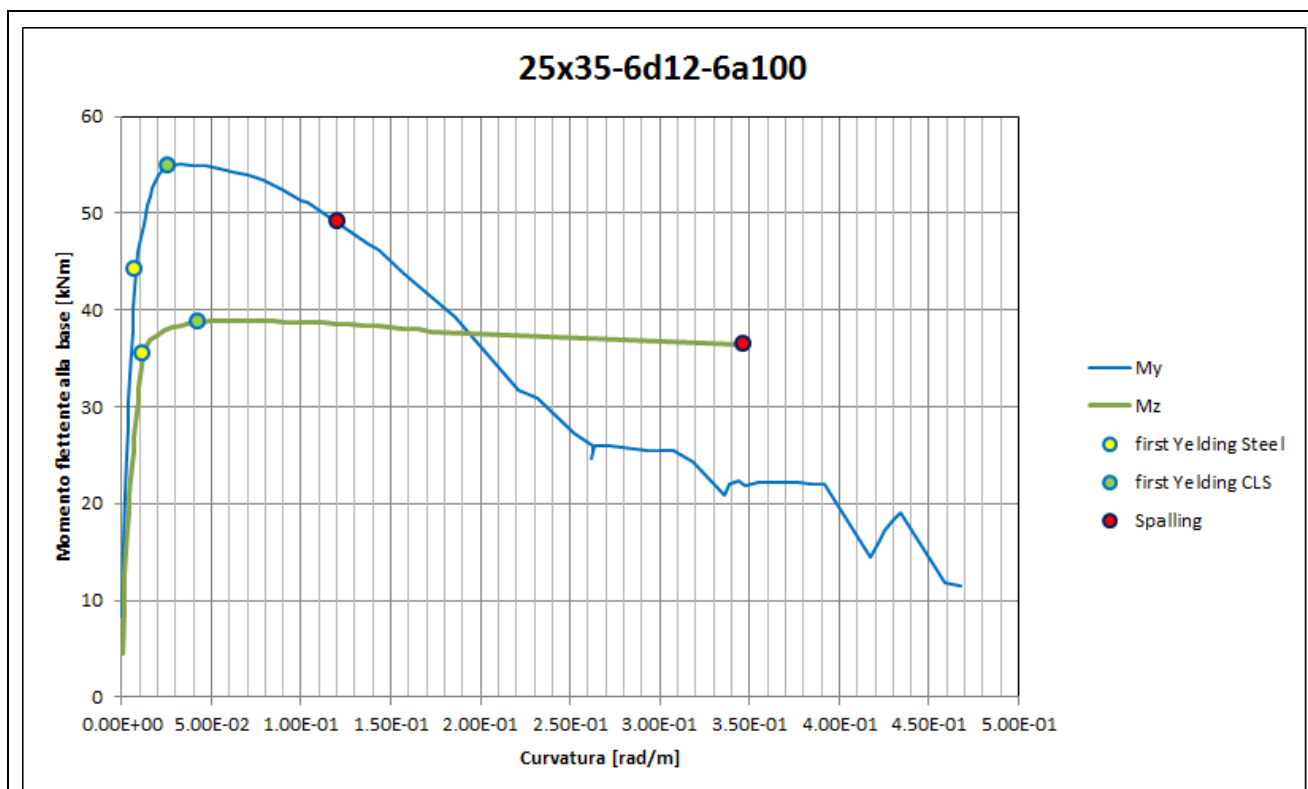
Denominazione sezione	25x35-6φ14-6a150	
	Pilastri	4 33 42 6 8 21 30 39 46
	Sforzo assiale [kN]	355
	Armature longitudinali	6Φ14
	Staffe	Φ6/150
		L _{h,1} [mm] 230 L _{h,2} [mm] 330
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.00214$ - $e_{c1}=0.019369$ - $e_{cu}=0.021305$ - $Z=46.44$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

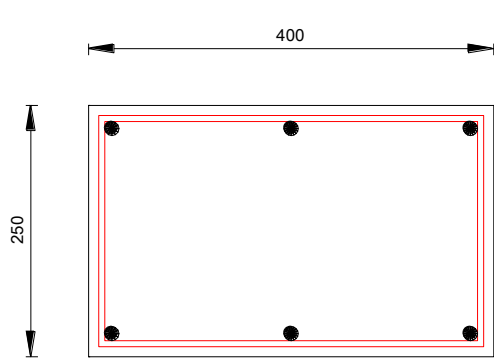


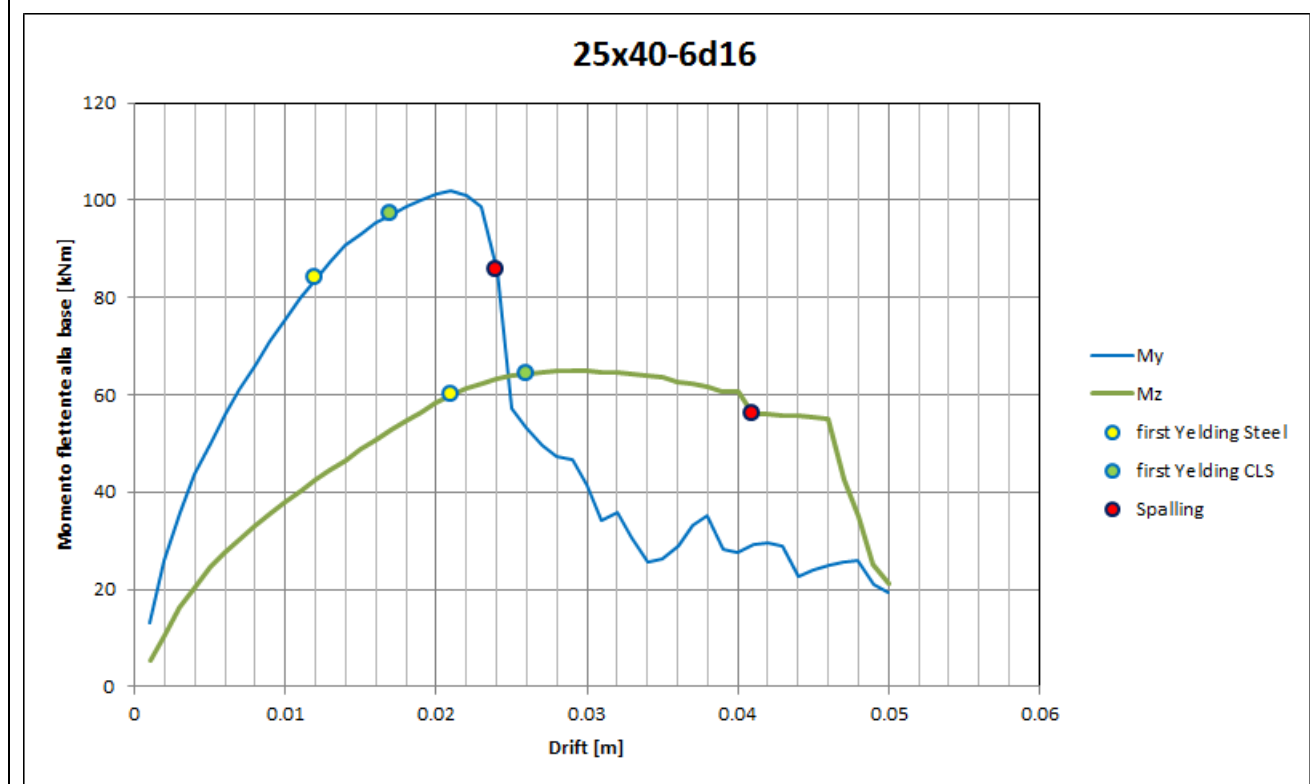


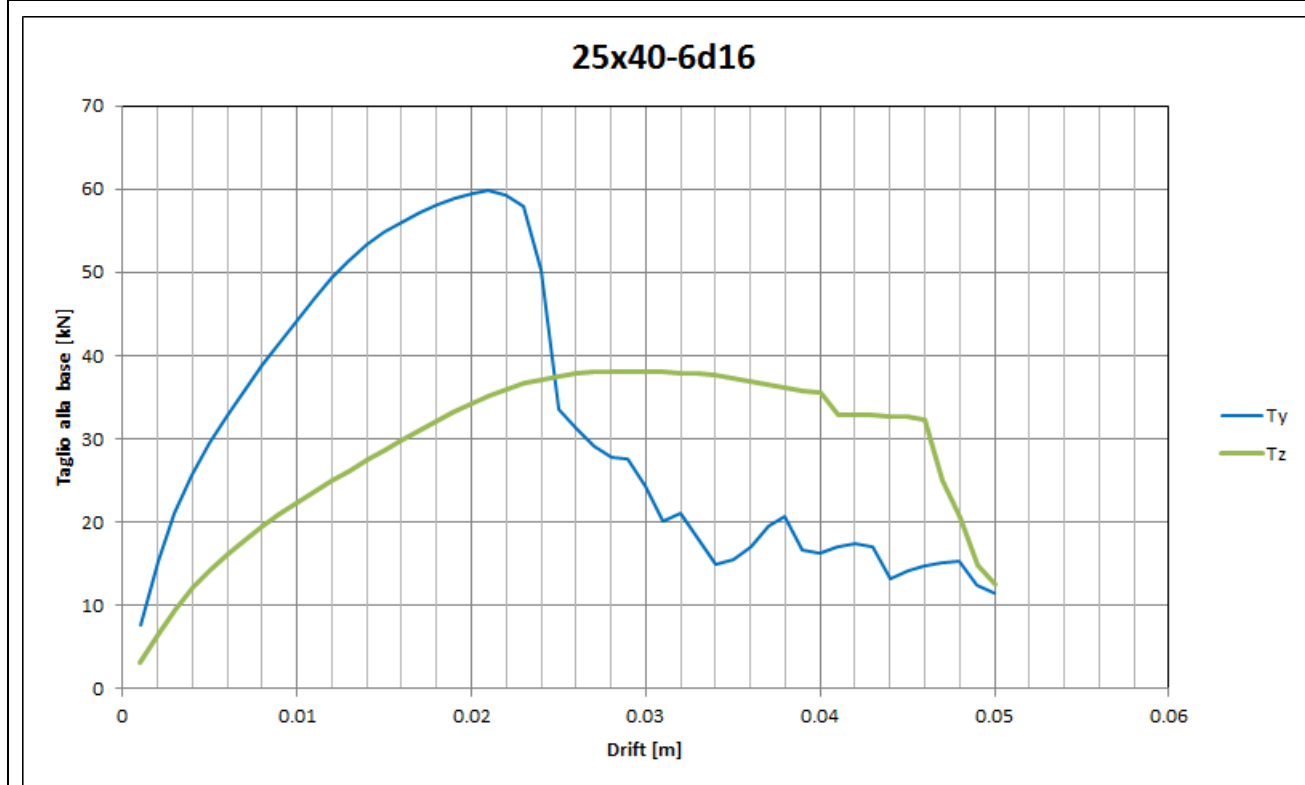
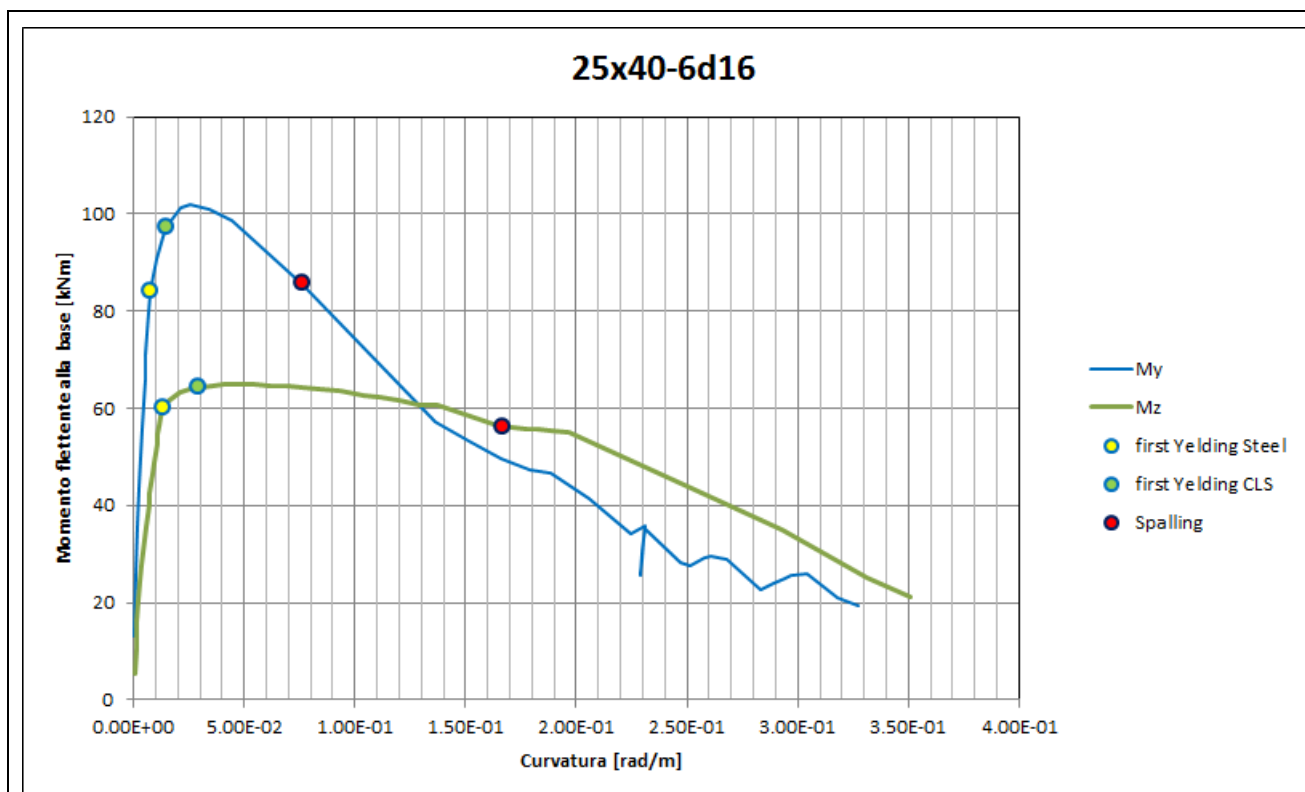
Denominazione sezione	25x35-6φ12-6a100	
	Pilastri	10 44 48 50
	Sforzo assiale [kN]	180
	Armature longitudinali	6Φ12
	Staffe	Φ6/100
		L _{h,1} [mm] 230
		L _{h,2} [mm] 330
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.002145$ - $e_{c1}=0.015336$ - $e_{cu}=0.016869$ - $Z=60.65$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$



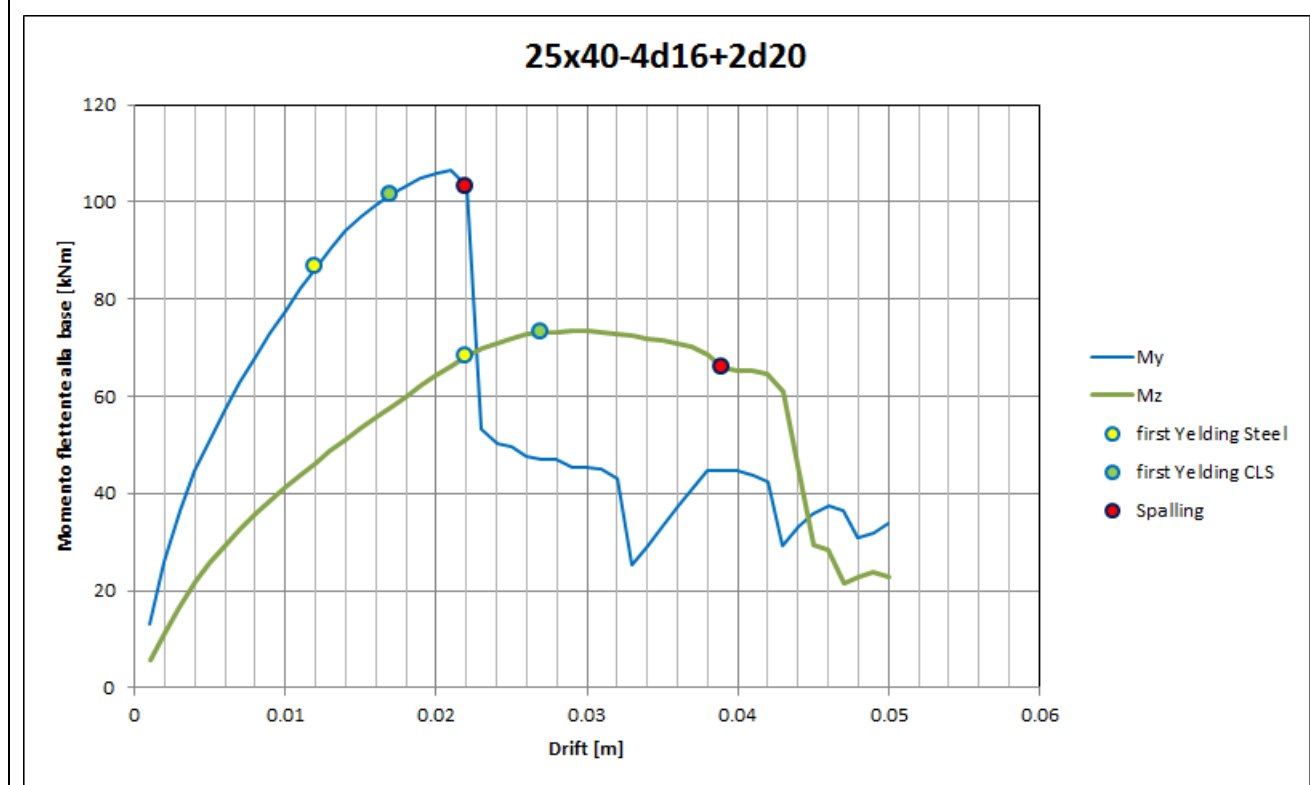


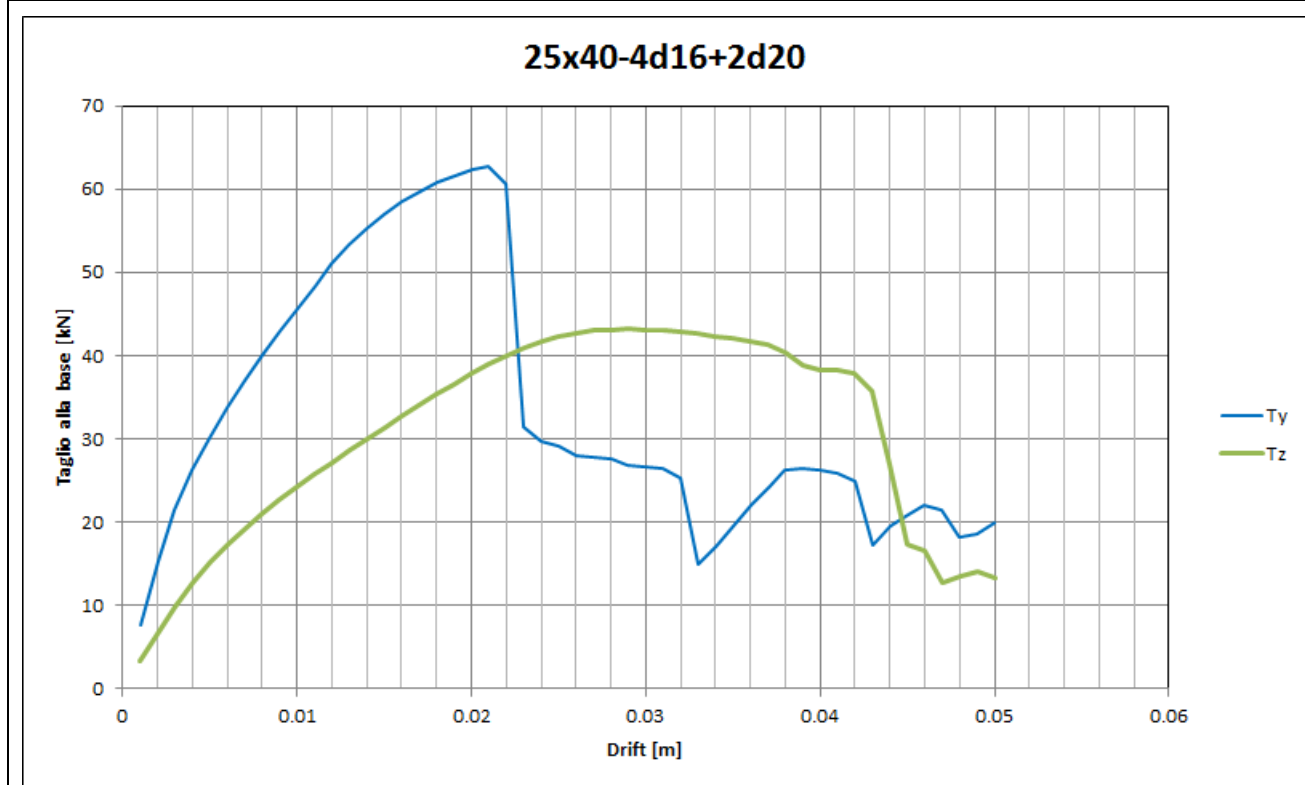
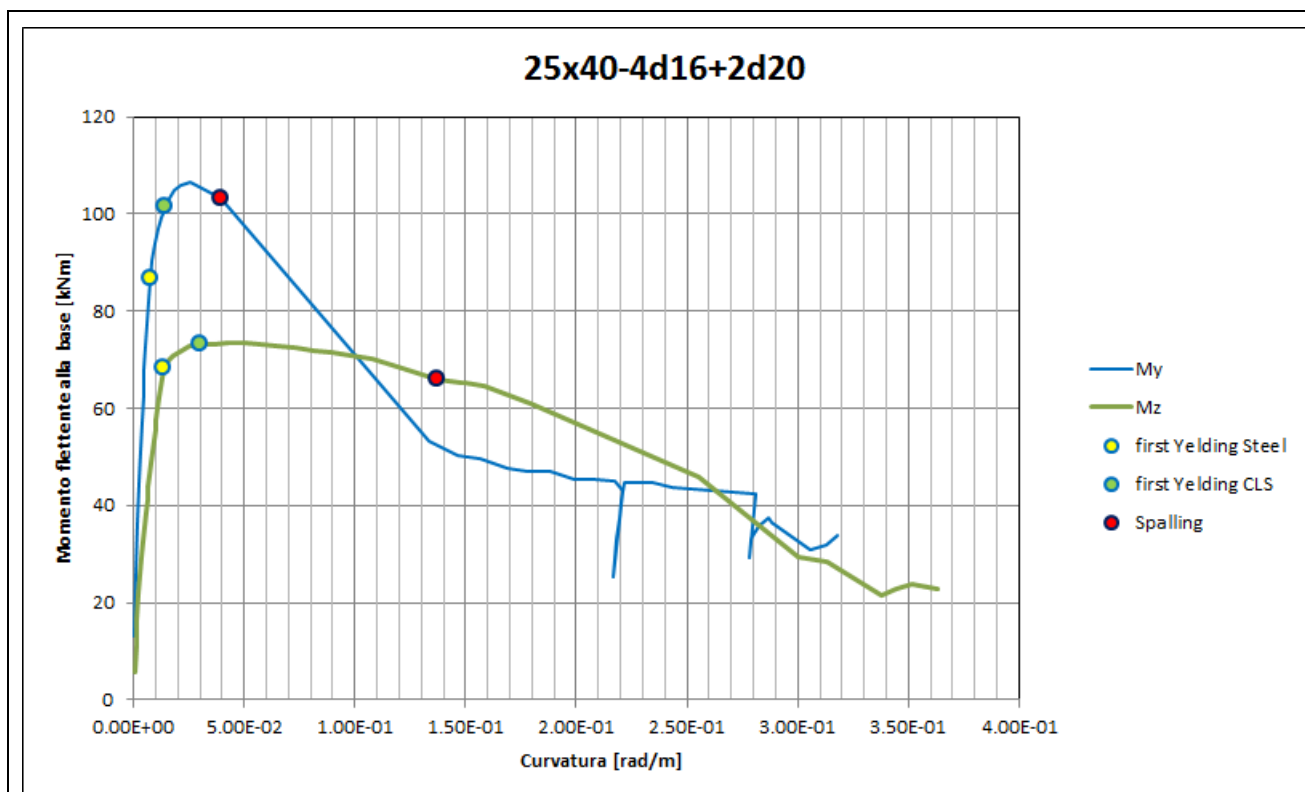
Denominazione sezione	25x40-6 ϕ 16	
	Pilastrì	7 11 14 18 22 32 40 13 25 34 38 45 49
	Sforzo assiale [kN]	308
	Armature longitudinali	6 ϕ 16
	Staffe	ϕ 6/100
		$L_{h,1}$ [mm] 370
		$L_{h,2}$ [mm] 230
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.1$ - $e_{c0}=0.002202$ - $e_{c1}=0.022373$ - $e_{cu}=0.02461$ - $Z=39.66$ 	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

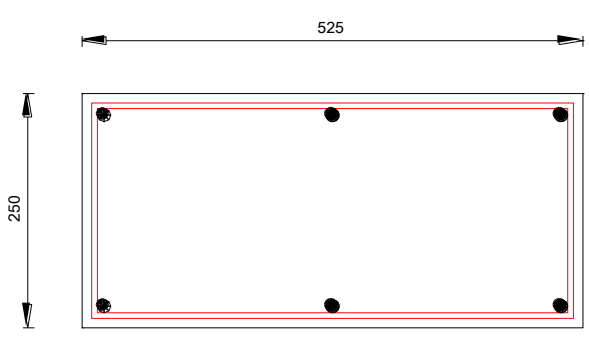


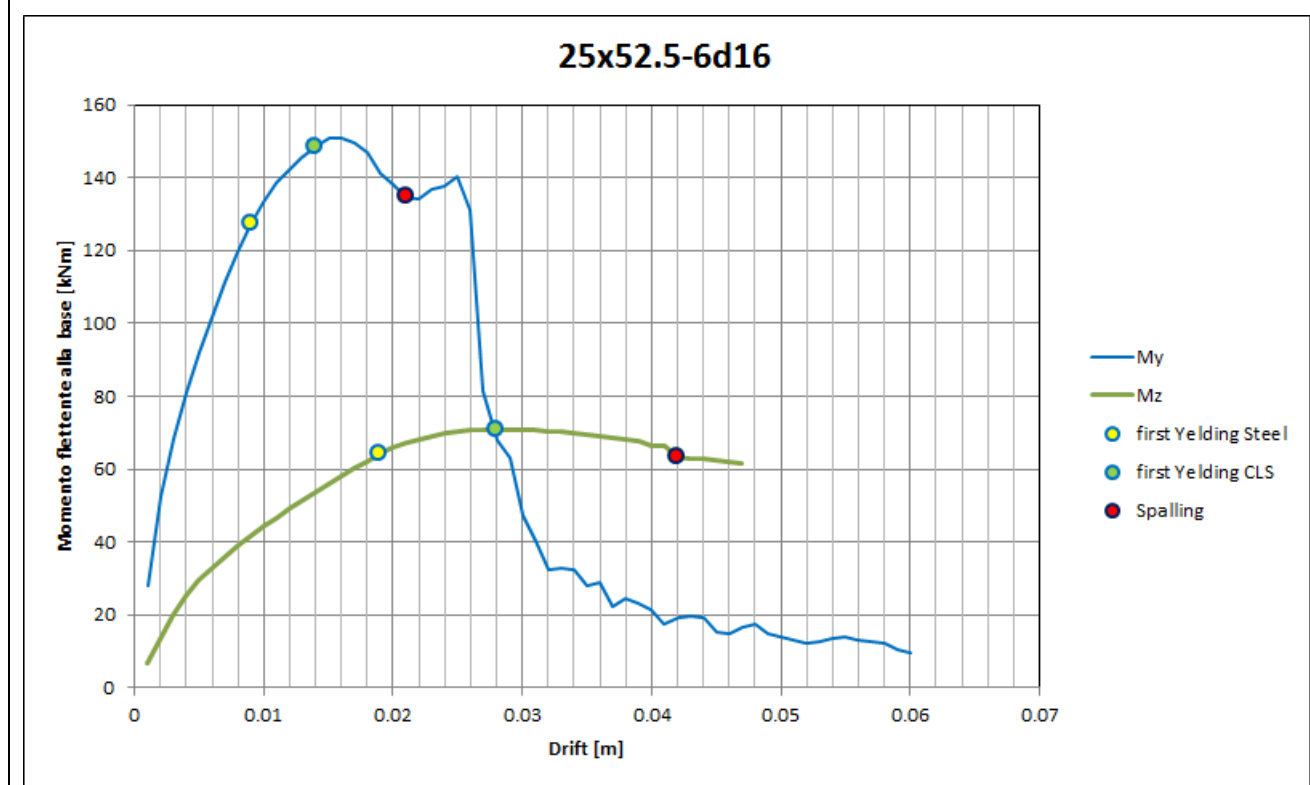


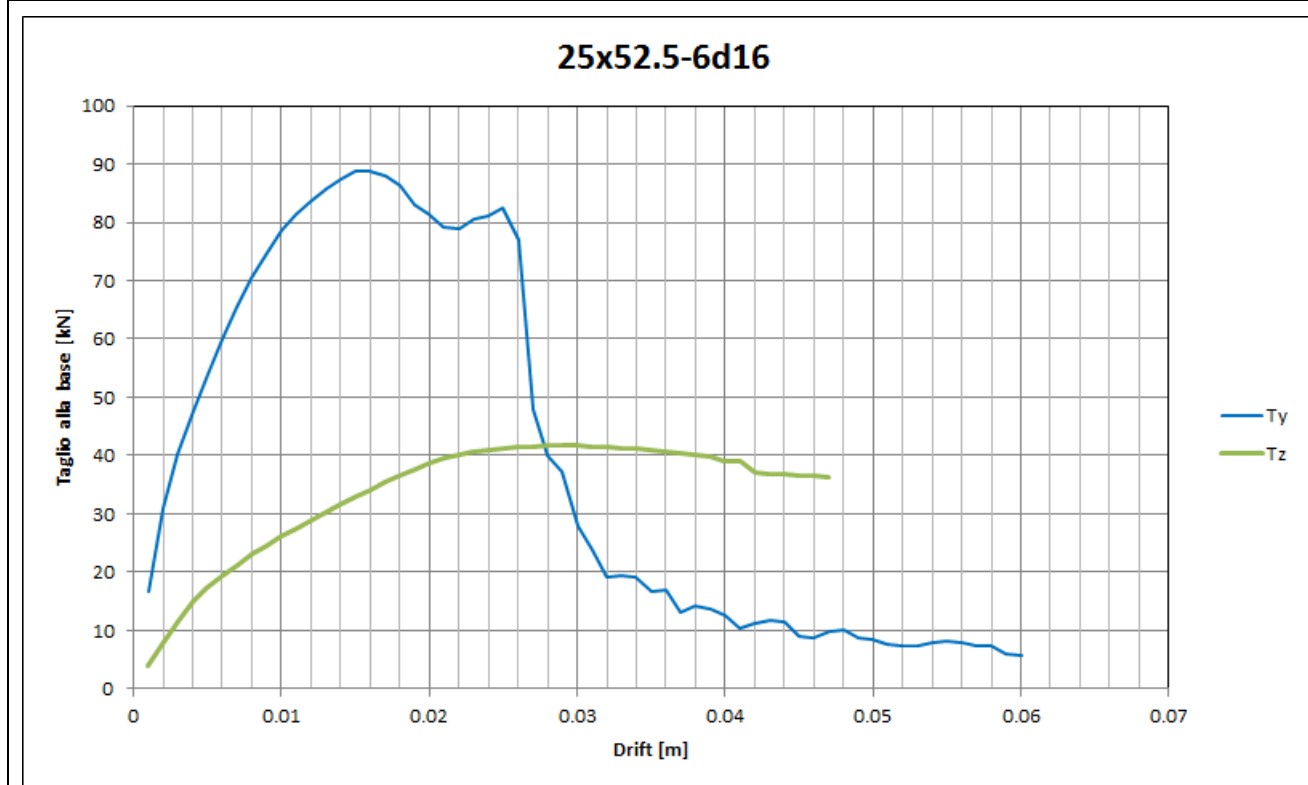
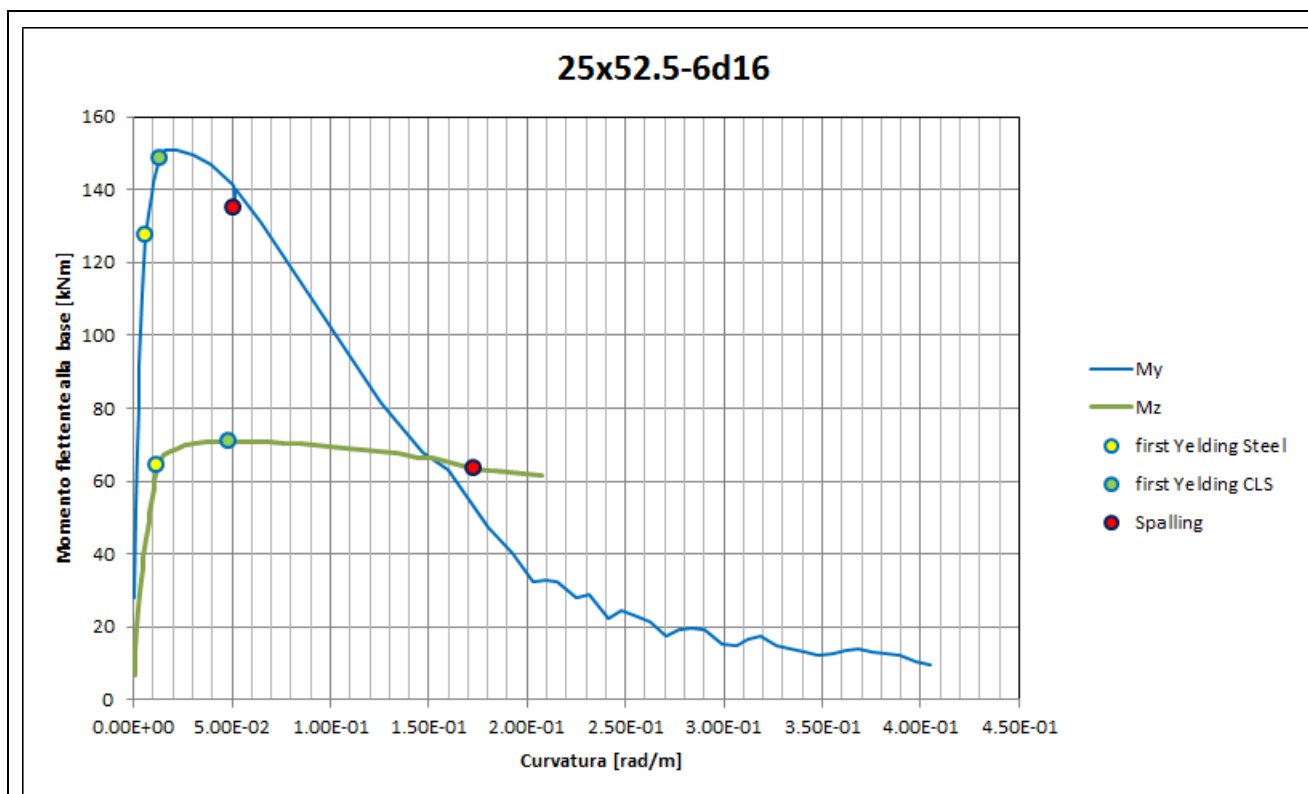
Denominazione sezione	25x40-4 ϕ 16+2d20	0.706/0.768
	Pilastrì	11 14 18 22 32 40
	Sforzo assiale [kN]	340
	Armature longitudinali	4 ϕ 16+2F20
	Staffe	Φ 6/100
		$L_{h,1}$ [mm] 370
		$L_{h,2}$ [mm] 230
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.11$ - $e_{c0}=0.002222$ - $e_{c1}=0.026693$ - $e_{cu}=0.029363$ - $Z=32.7$ 	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

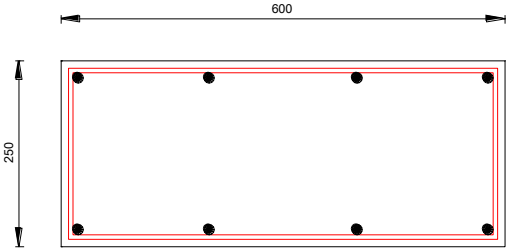


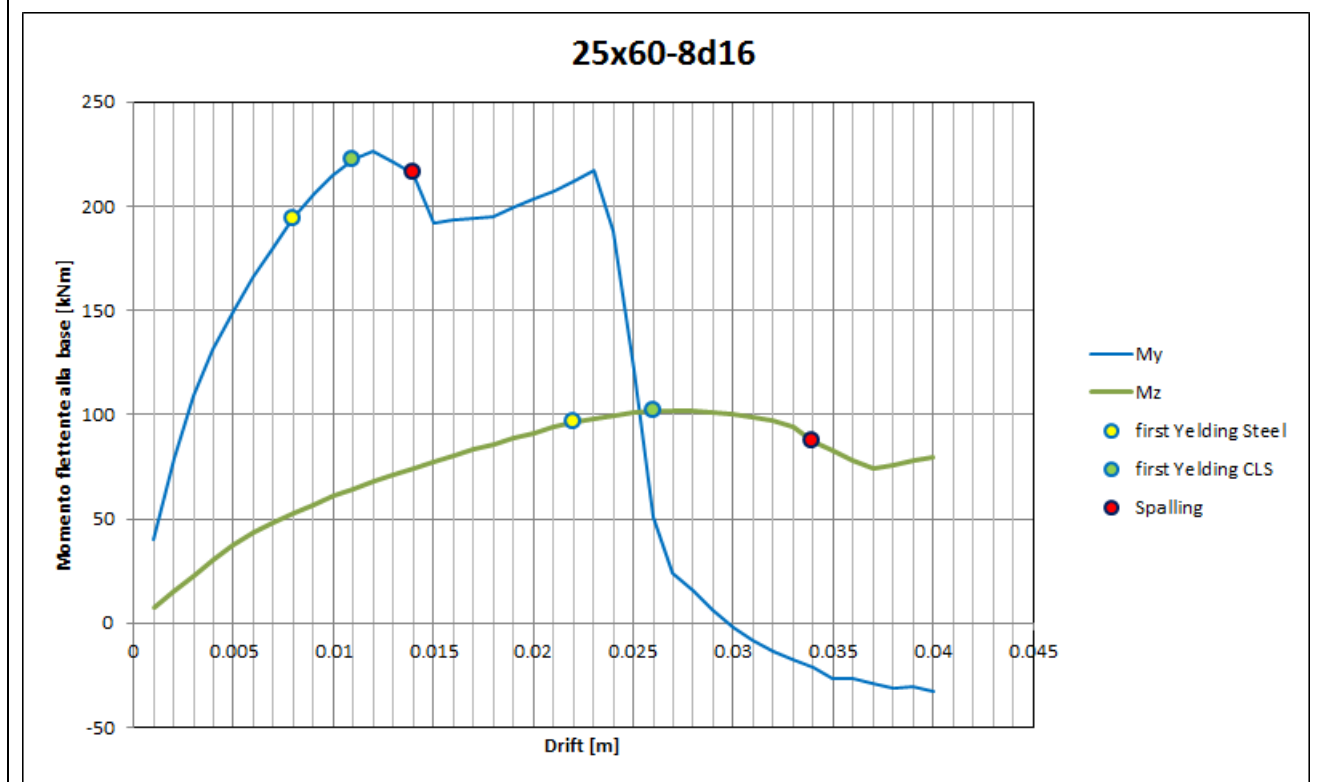


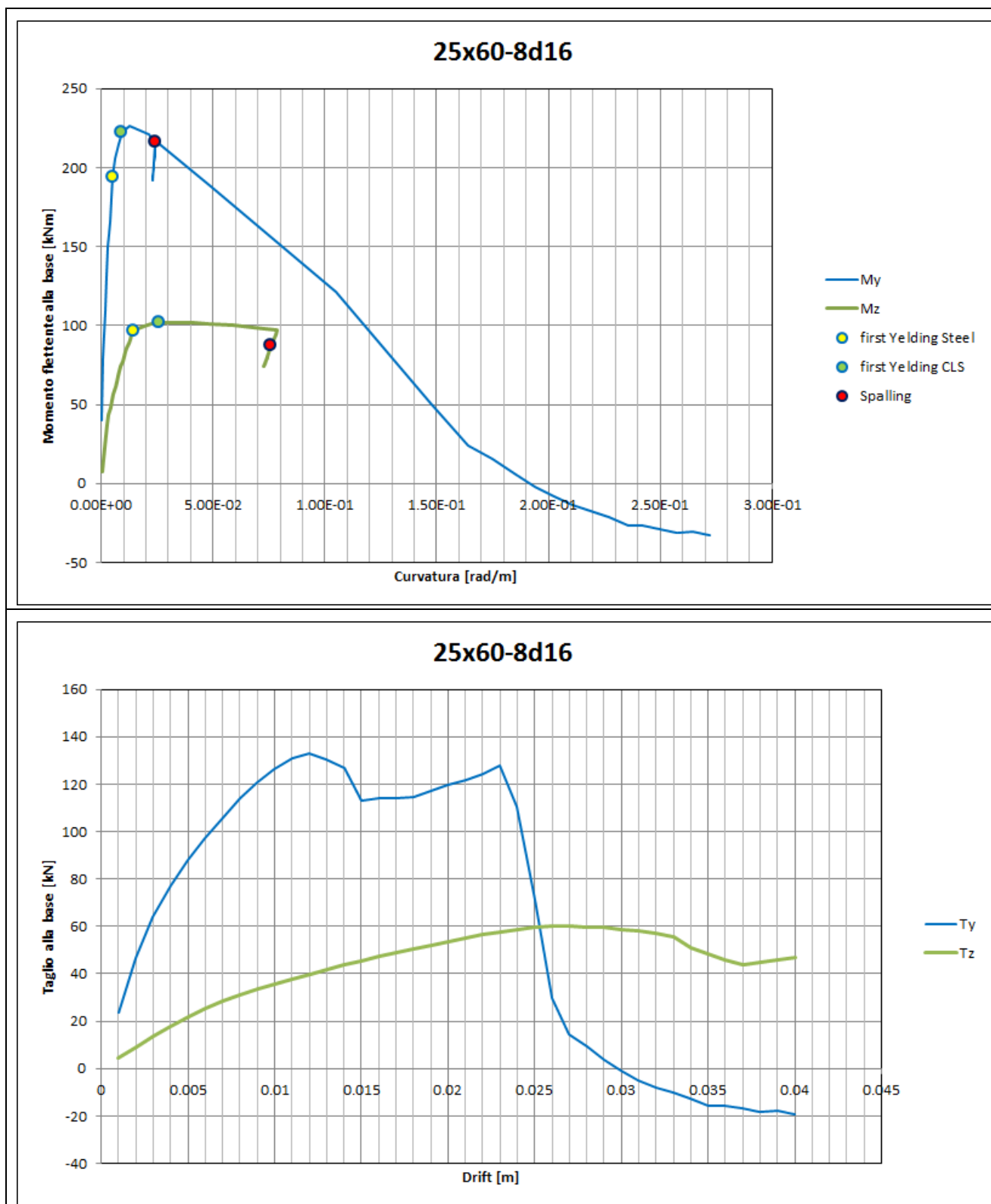
Denominazione sezione	25x52.5-6 ϕ 16	1.065/0.797
	Pilastri	20 29
	Sforzo assiale [kN]	357
	Armature longitudinali	6 ϕ 16
	Staffe	ϕ 6/100
		$L_{h,1}$ [mm] 2300
		$L_{h,2}$ [mm] 490
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.06$ - $e_{c0}=0.002126$ - $e_{c1}=0.014395$ - $e_{cu}=0.015835$ - $Z=65.2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

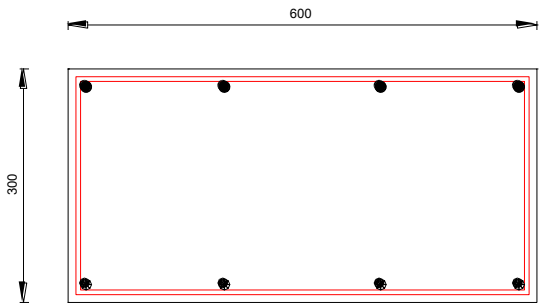


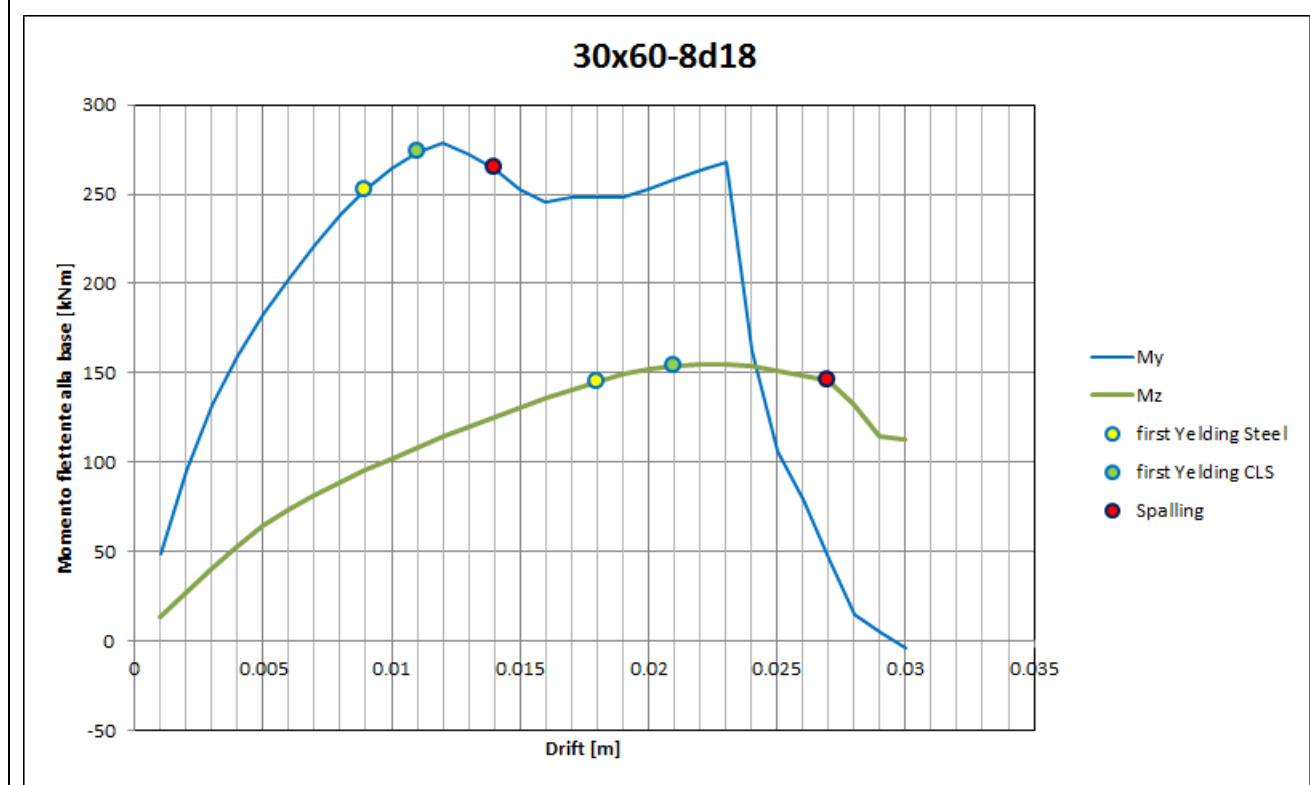


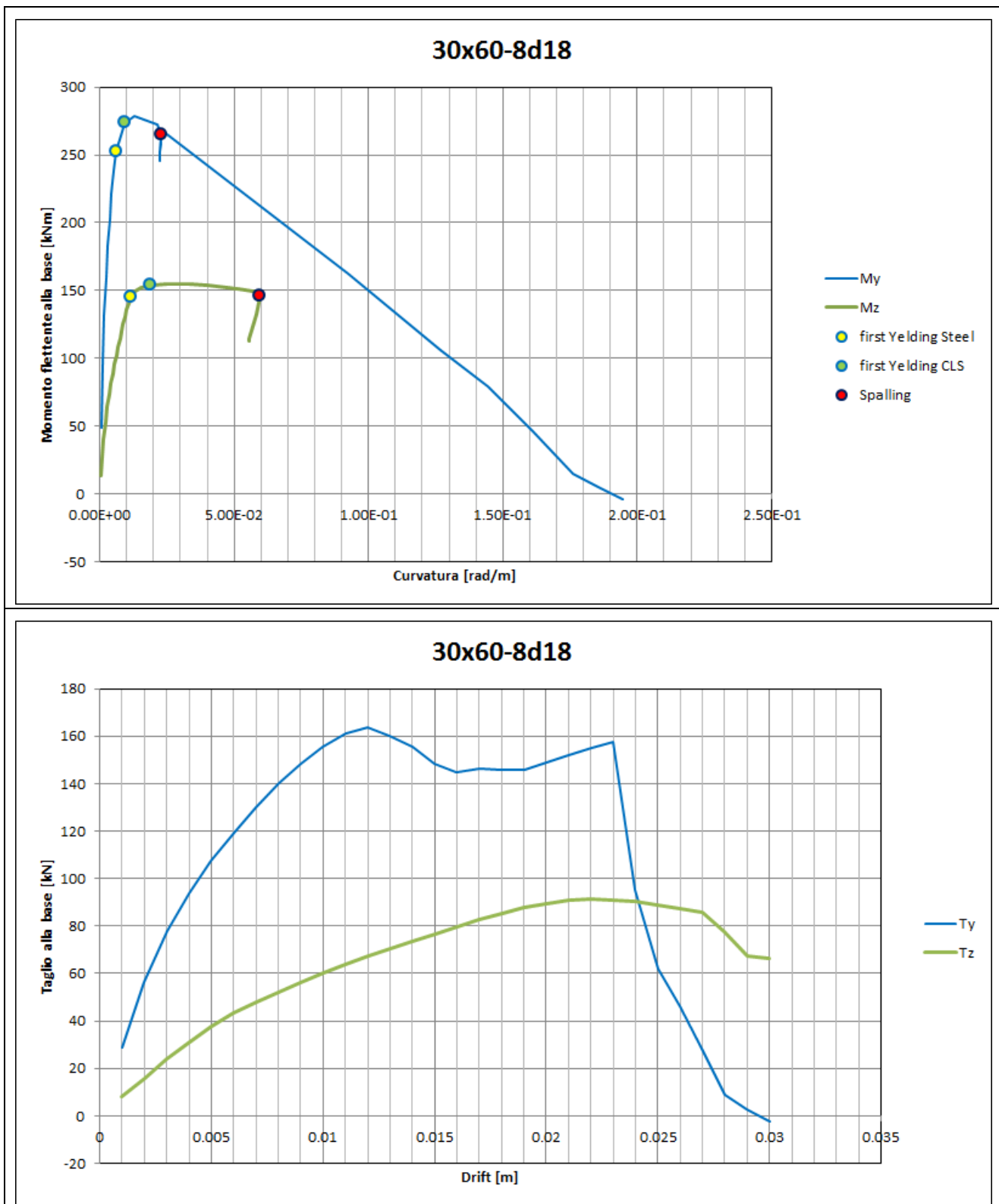
Denominazione sezione	25x60-8 ϕ 16	0.668/0.382
	Pilastri	15 16 19
	Sforzo assiale [kN]	625
	Armature longitudinali	8 ϕ 16
	Staffe	ϕ 6/100
		L _{h,1} [mm] 570
		L _{h,2} [mm] 230
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - K=1.09 - $e_{c0}=0.002175$ - $e_{c1}=0.021475$ - $e_{cu}=0.023623$ - Z=41.45 	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - b=0.01 - E=200000 N/mm² - $f_{yh}=290$ N/mm²

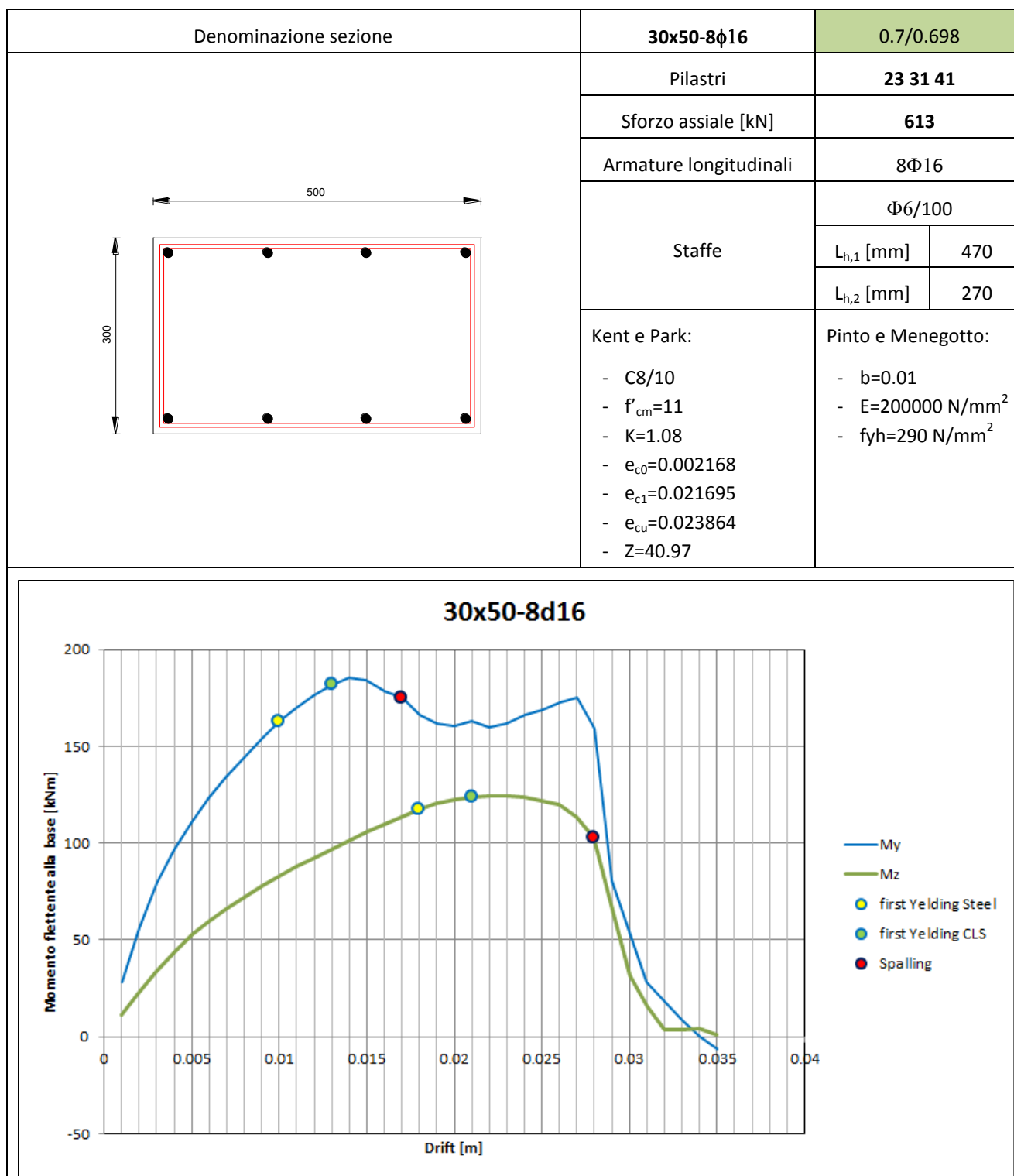


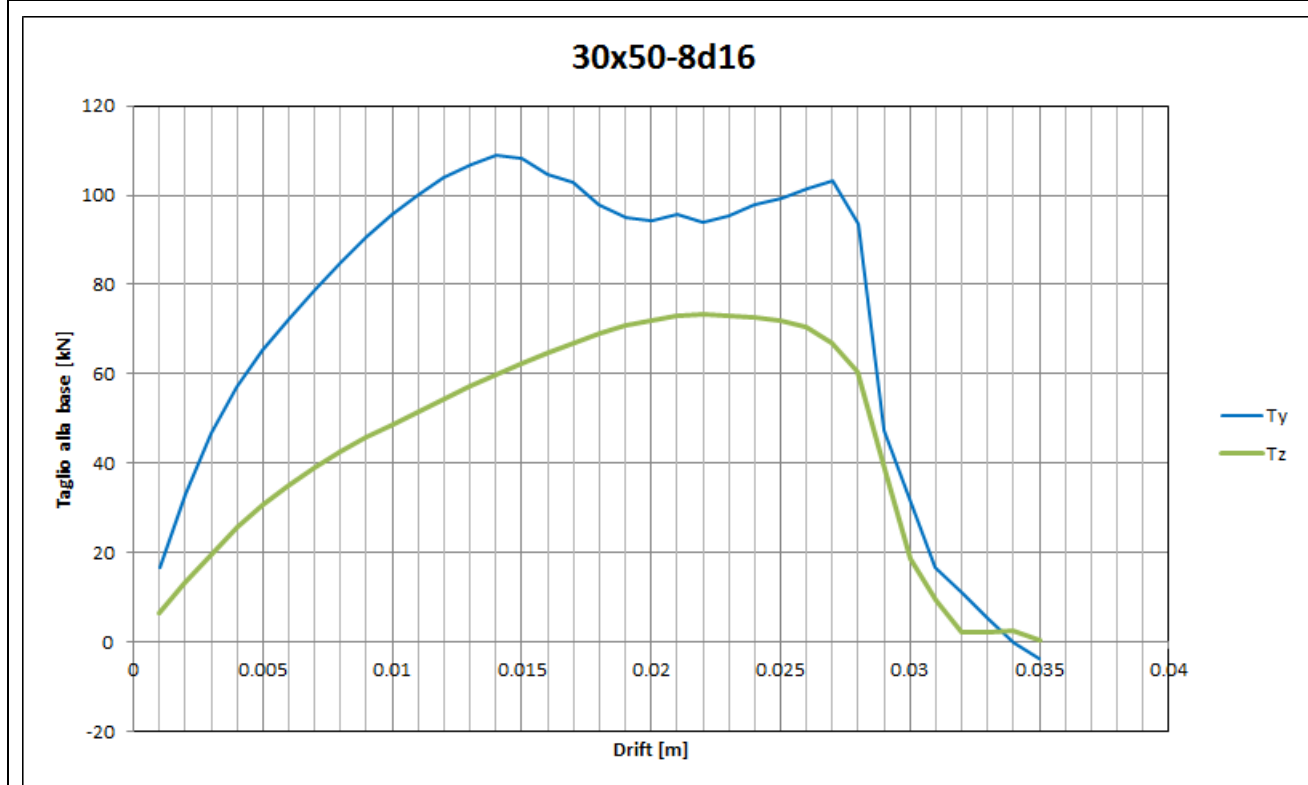
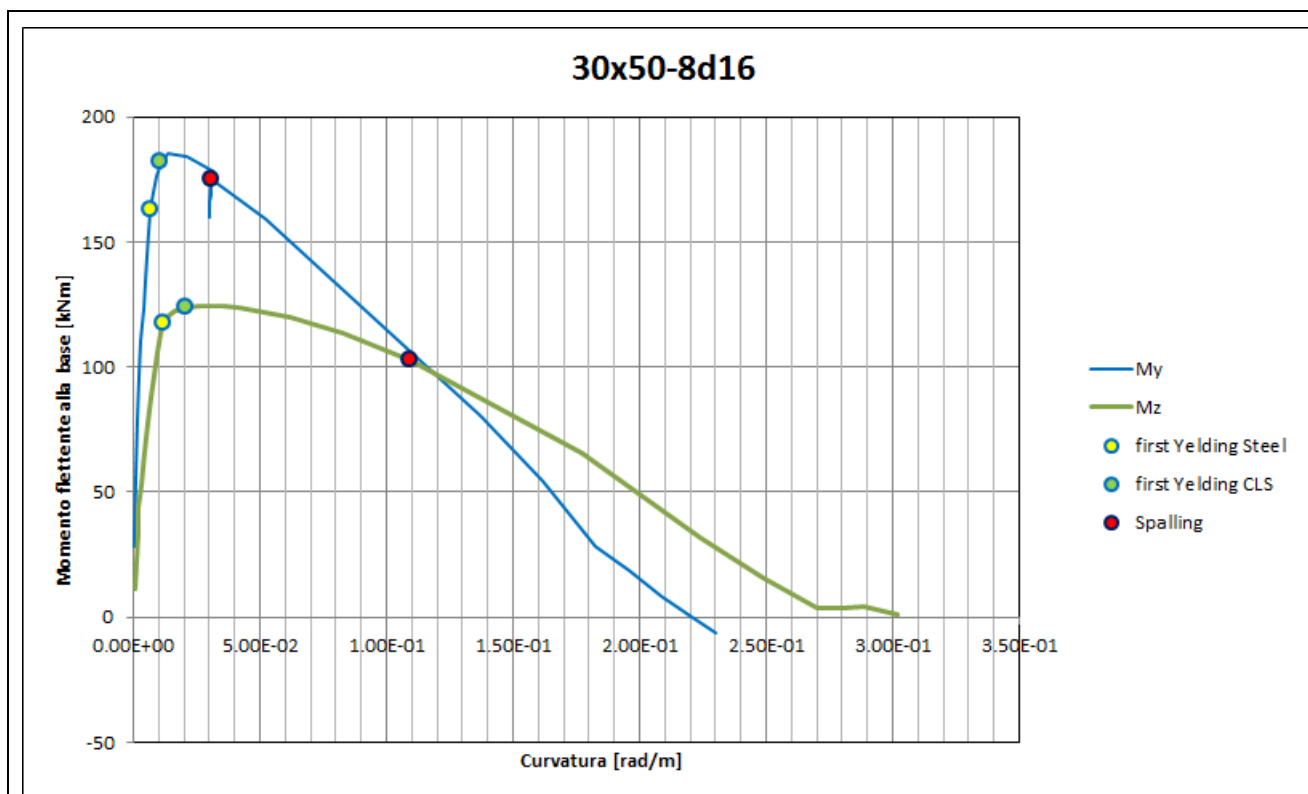


Denominazione sezione	30x60-8 ϕ 18	0.669/0.743
	Pilastri	17 26 28 35 37
	Sforzo assiale [kN]	778
	Armature longitudinali	8 ϕ 18
	Staffe	ϕ 6/100
		L _{h,1} [mm] 570
		L _{h,2} [mm] 270
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - K=1.08 - $e_{c0}=0.002158$ - $e_{c1}=0.021308$ - $e_{cu}=0.023438$ - Z=41.77 	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - b=0.01 - E=200000 N/mm² - $f_{yh}=290$ N/mm²



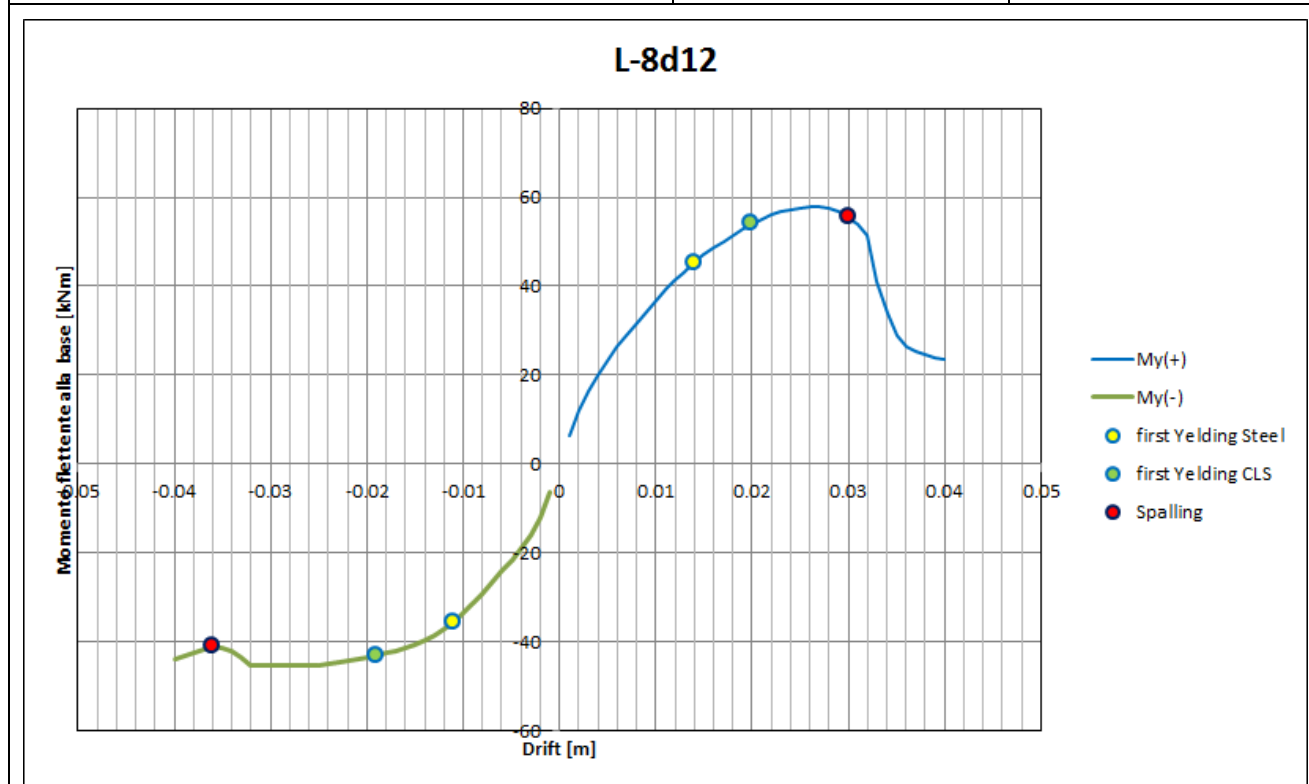


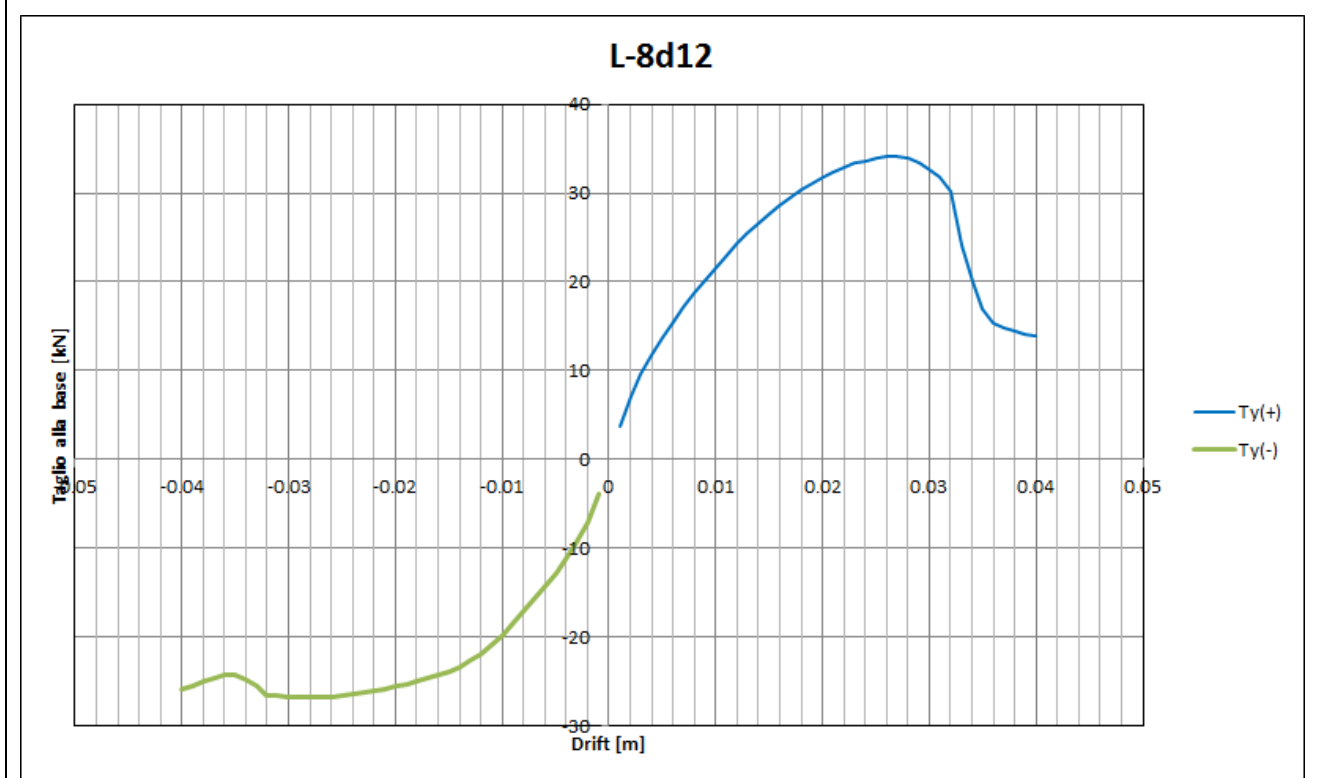
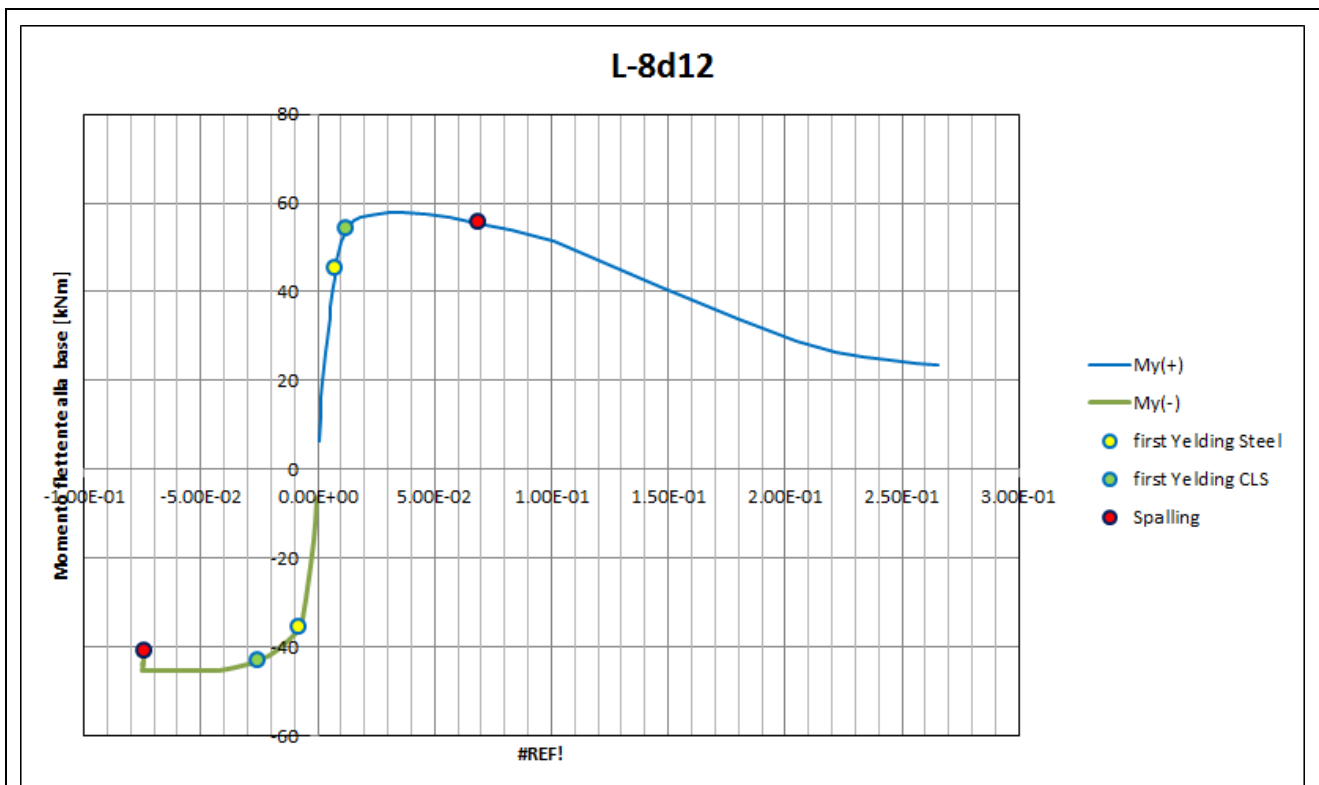


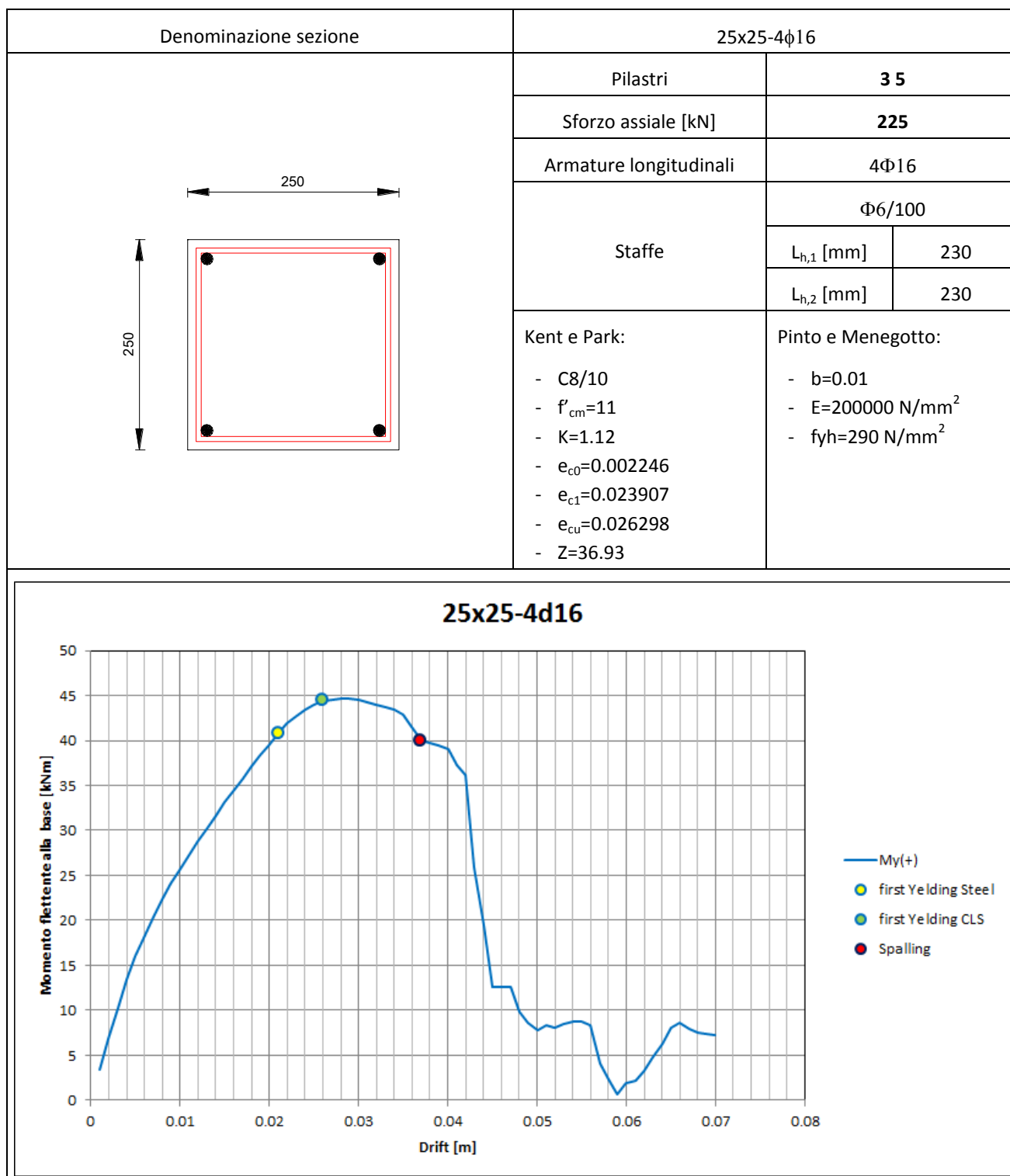


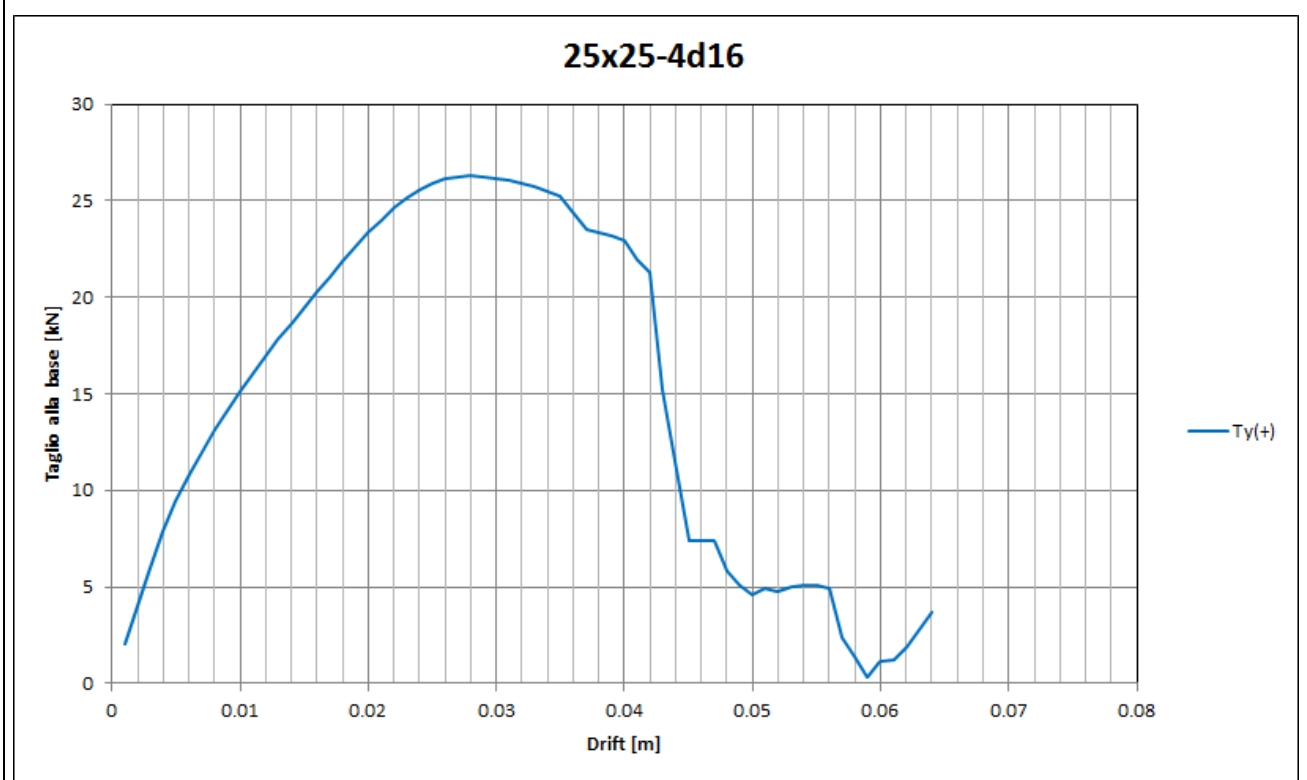
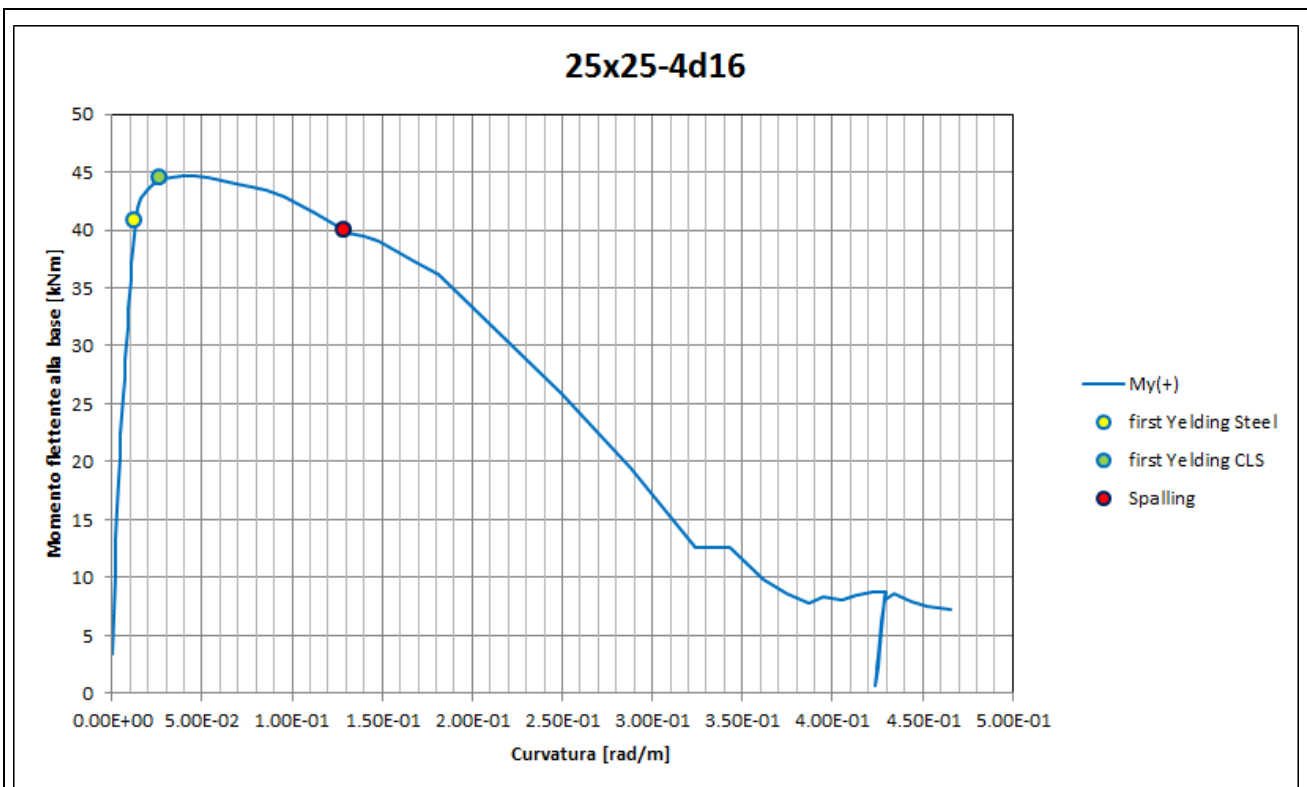
4.3.2 Pilastri del piano terra

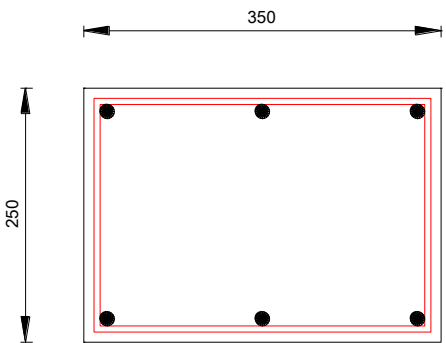
Denominazione sezione	L-8 ϕ 12		
	Pilastri	1 9 43 51	
	Sforzo assiale [kN]	155	
	Armature longitudinali	8 ϕ 12	
	Staffe	ϕ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	100
		$L_{h,2}$ [mm]	350
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.18$ - $e_{c0}=0.002356$ - $e_{cu}=0.02592$ - $Z=37.72$ 		
	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$ 		

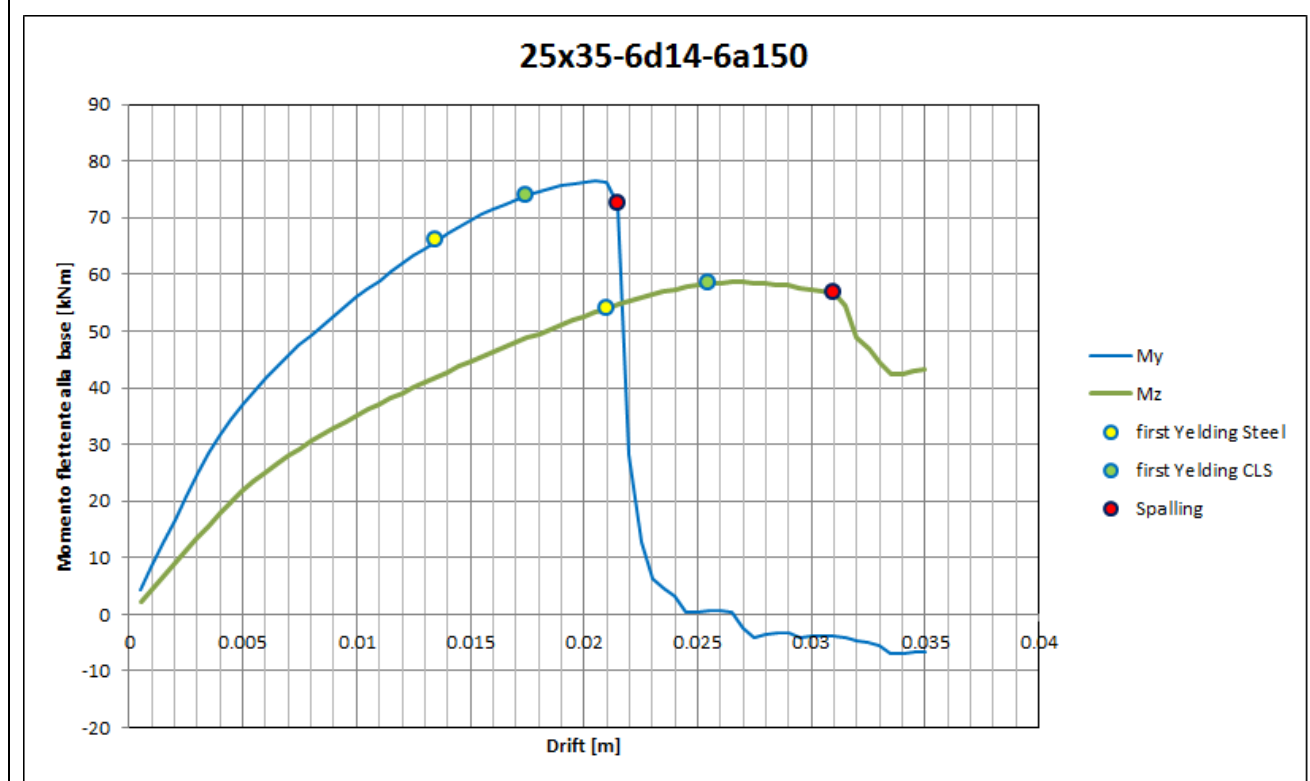


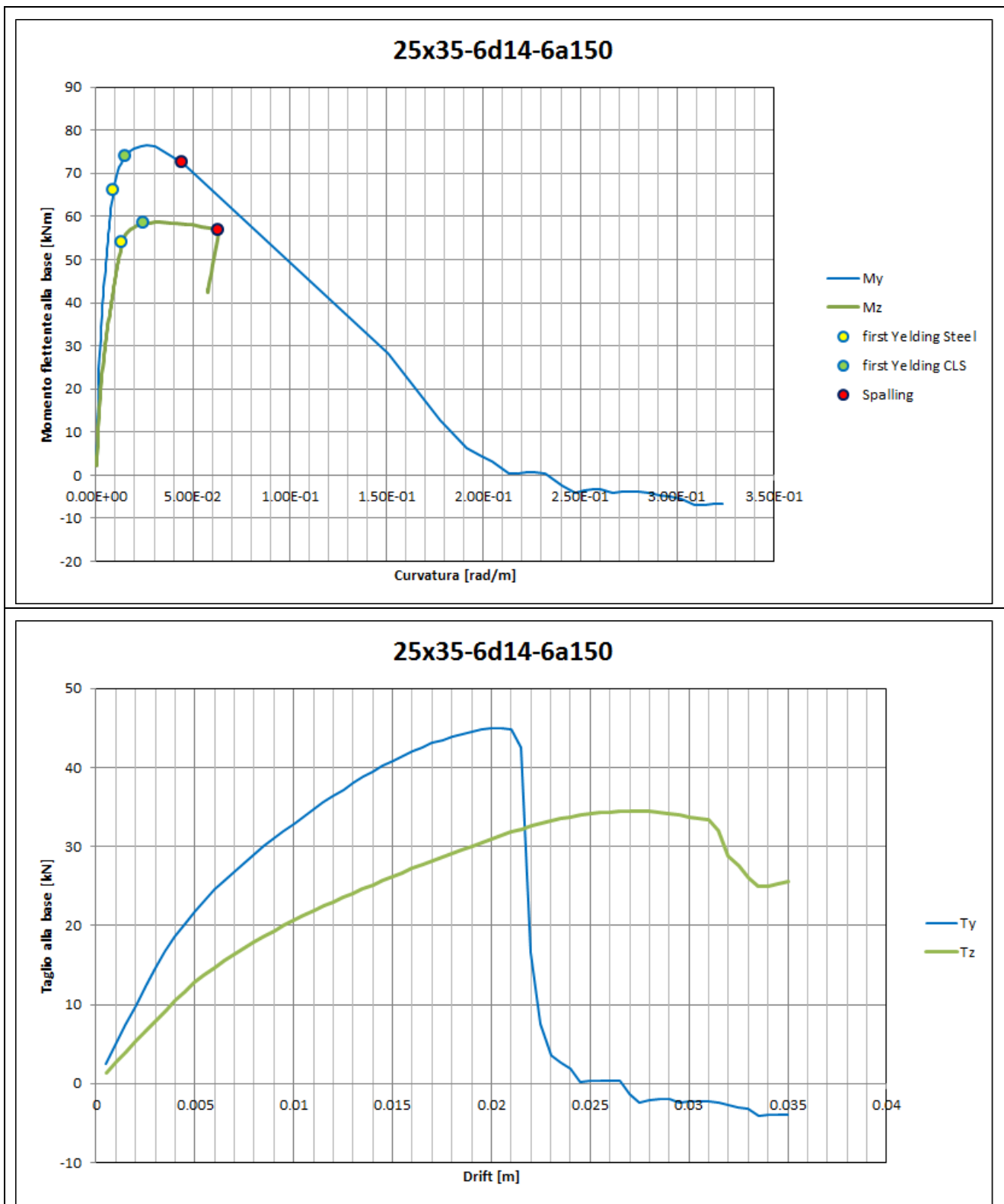




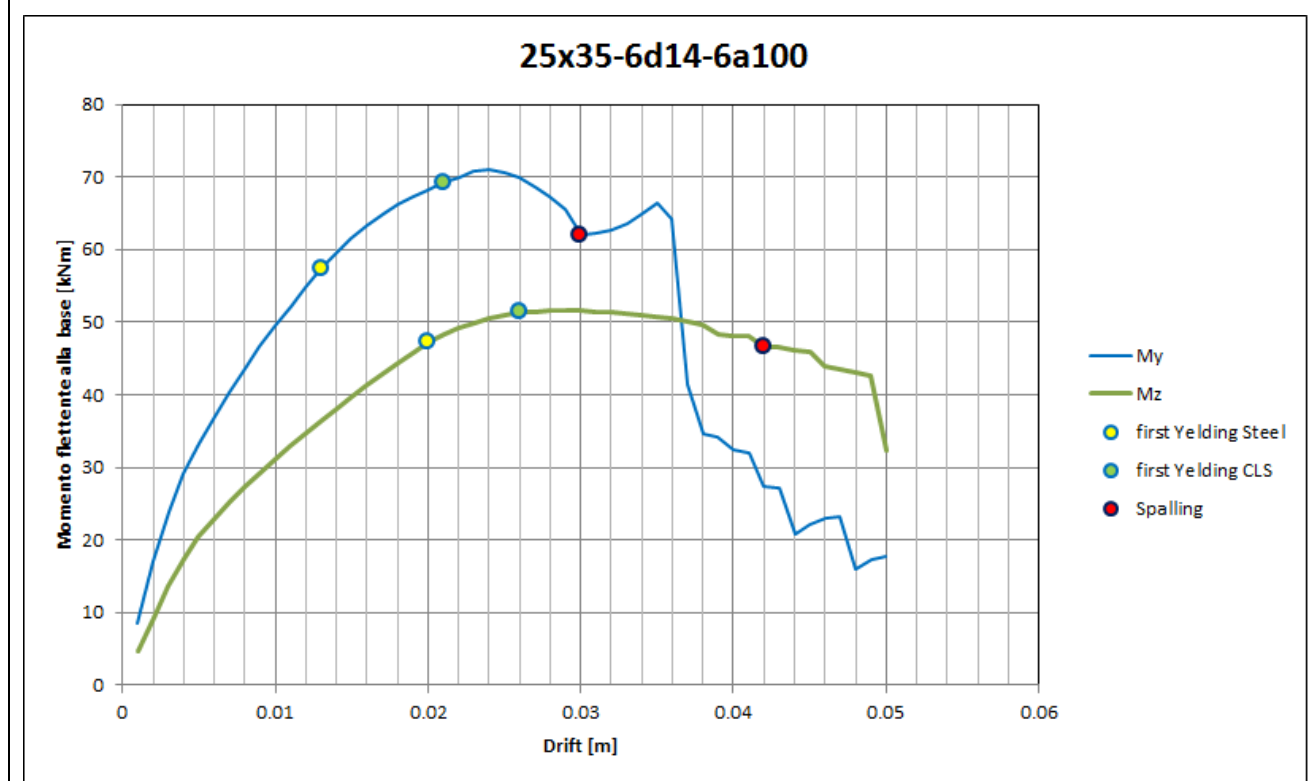


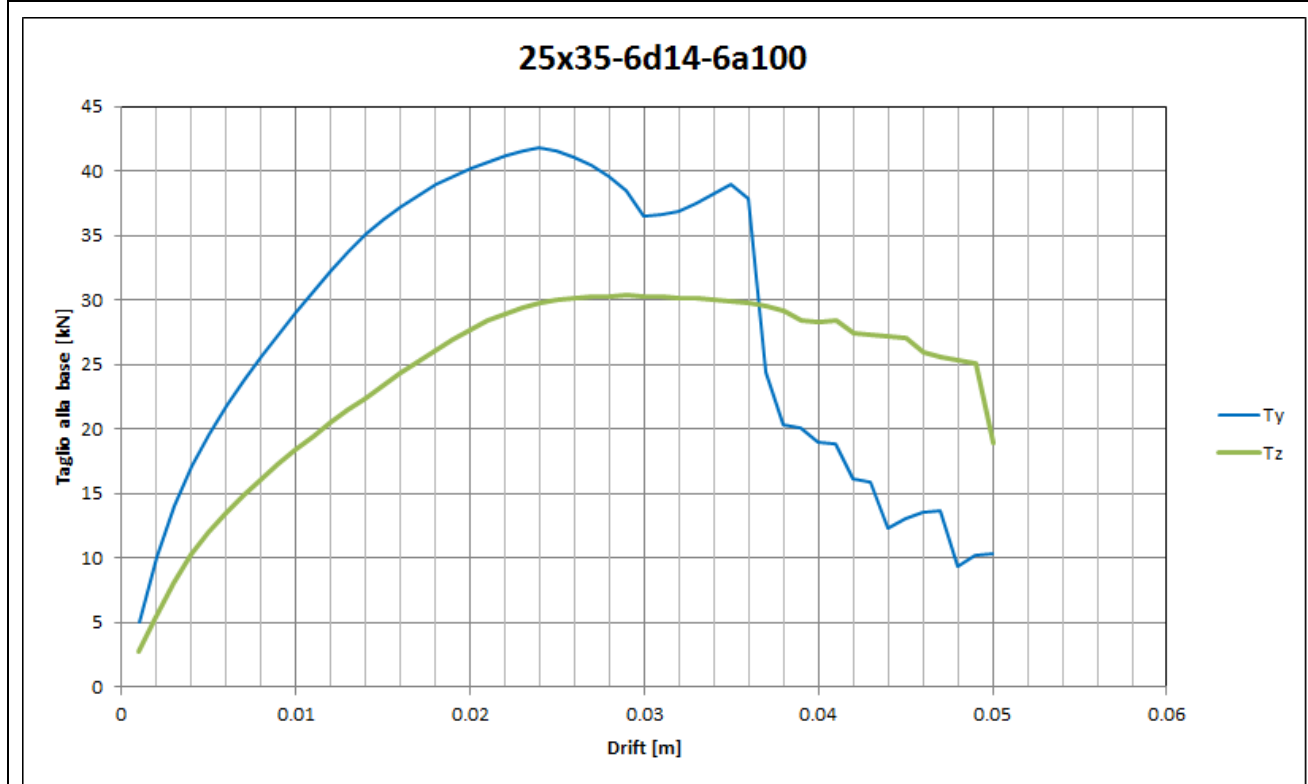
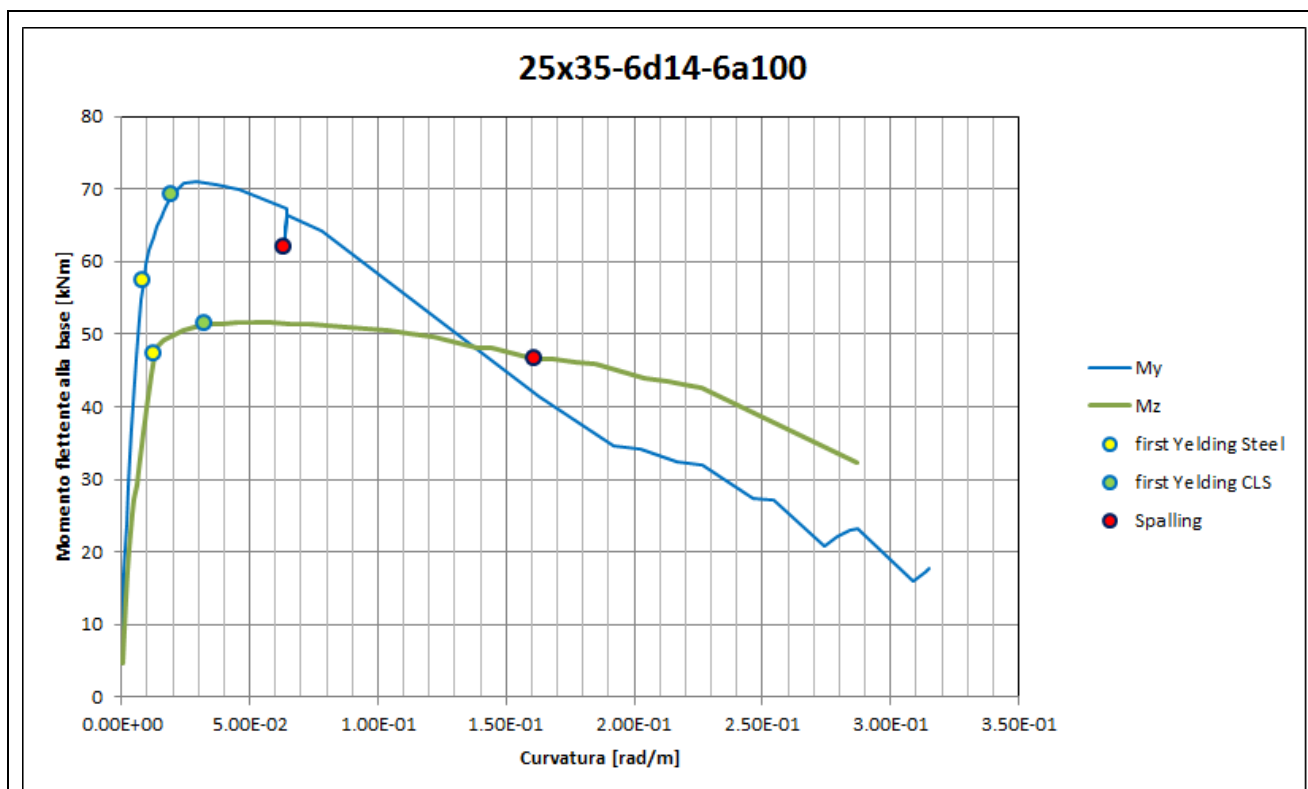
Denominazione sezione	25x35-6φ14-6a150	
	Pilastri	4 33 42 6 8 21 30 39 46
	Sforzo assiale [kN]	355
	Armature longitudinali	6Φ14
	Staffe	Φ6/150
		L _{h,1} [mm] 230 L _{h,2} [mm] 330
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.00214$ - $e_{c1}=0.019369$ - $e_{cu}=0.021305$ - $Z=46.44$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

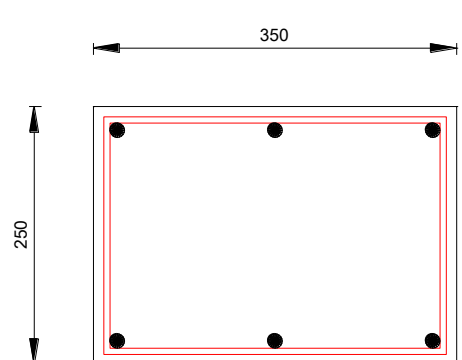


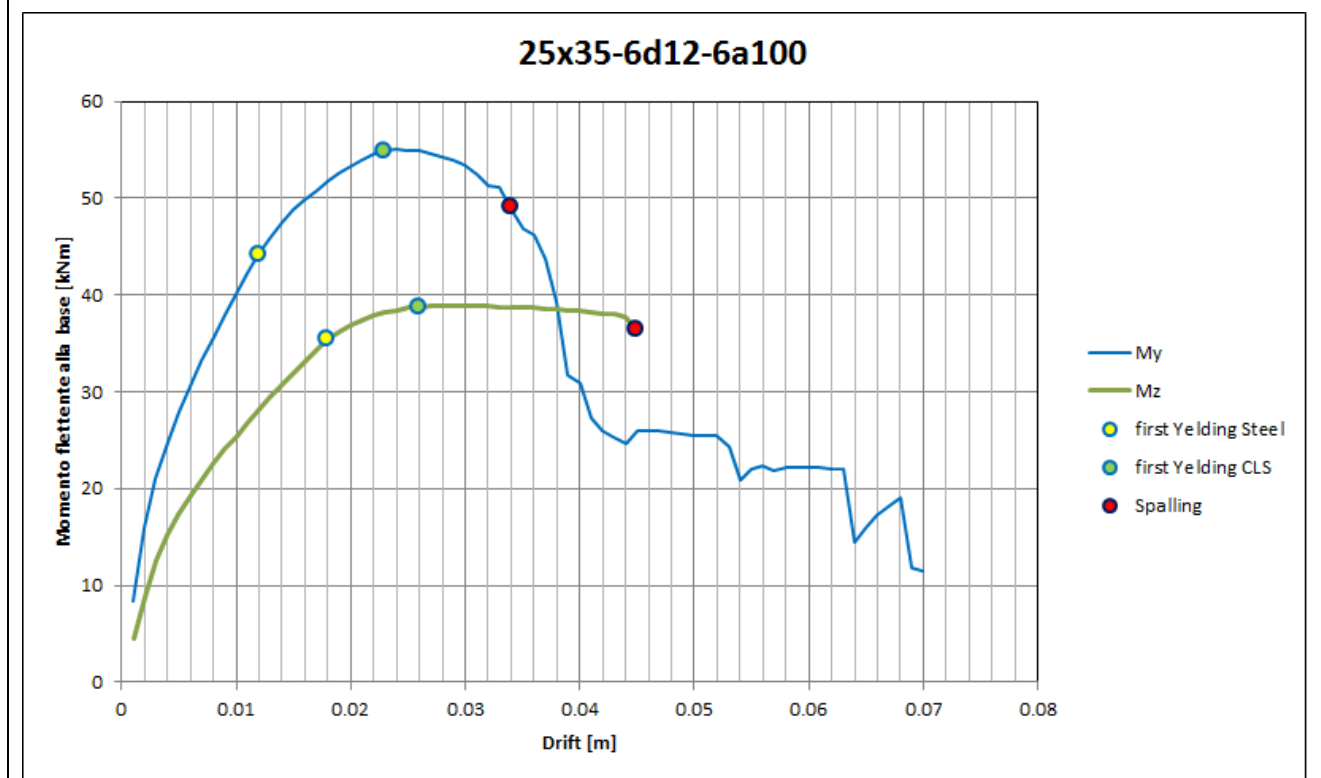


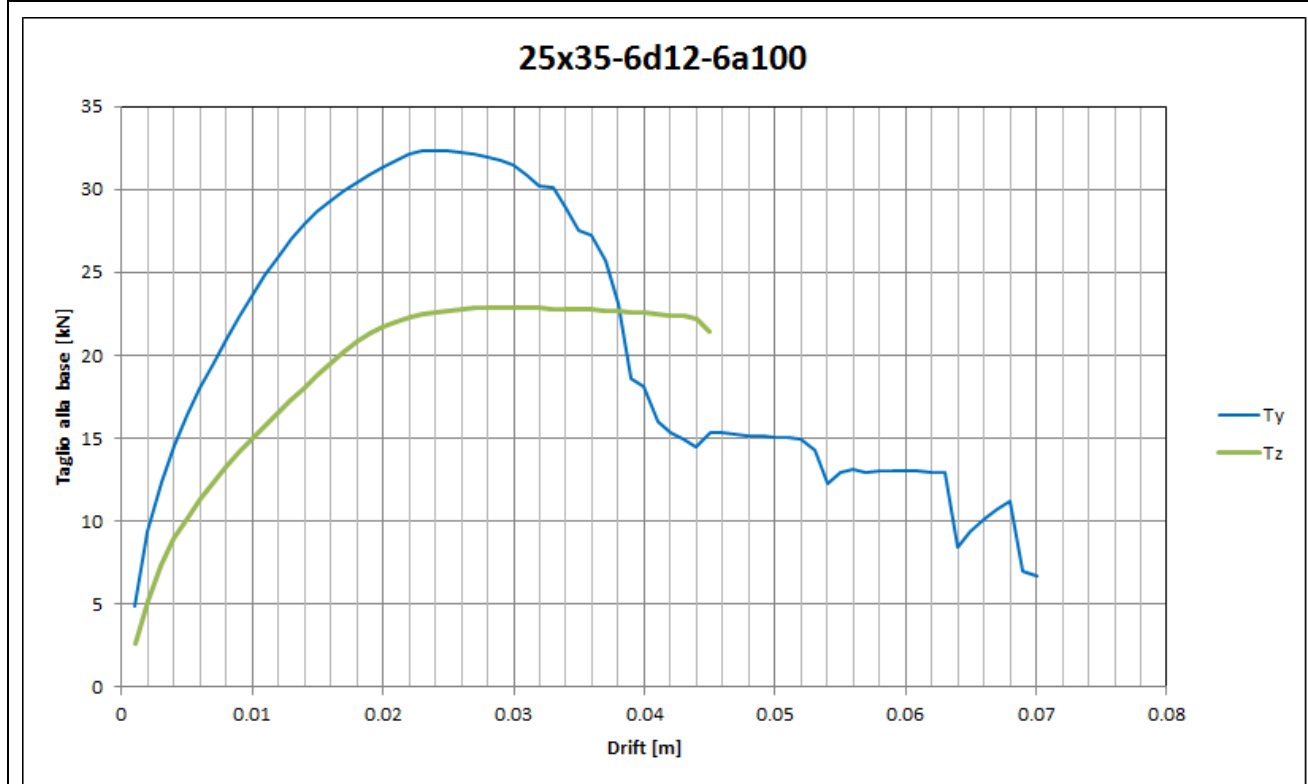
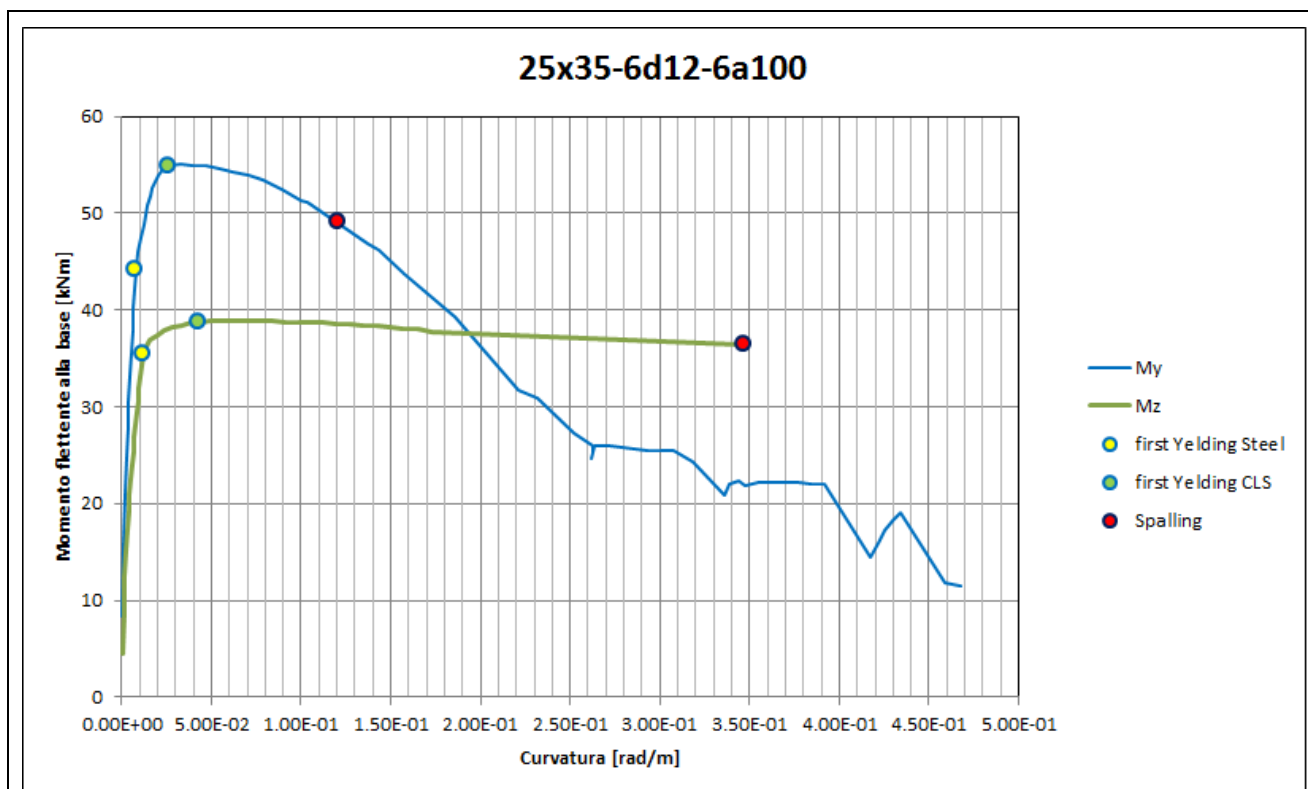
Denominazione sezione	25x35-6φ14-6a100		
	Pilastri	12 24	
	Sforzo assiale [kN]	250	
	Armature longitudinali	6Φ14	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
Kent e Park: - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.002145$ - $e_{c1}=0.015336$ - $e_{cu}=0.016869$ - $Z=60.65$	Pinto e Menegotto: - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$		

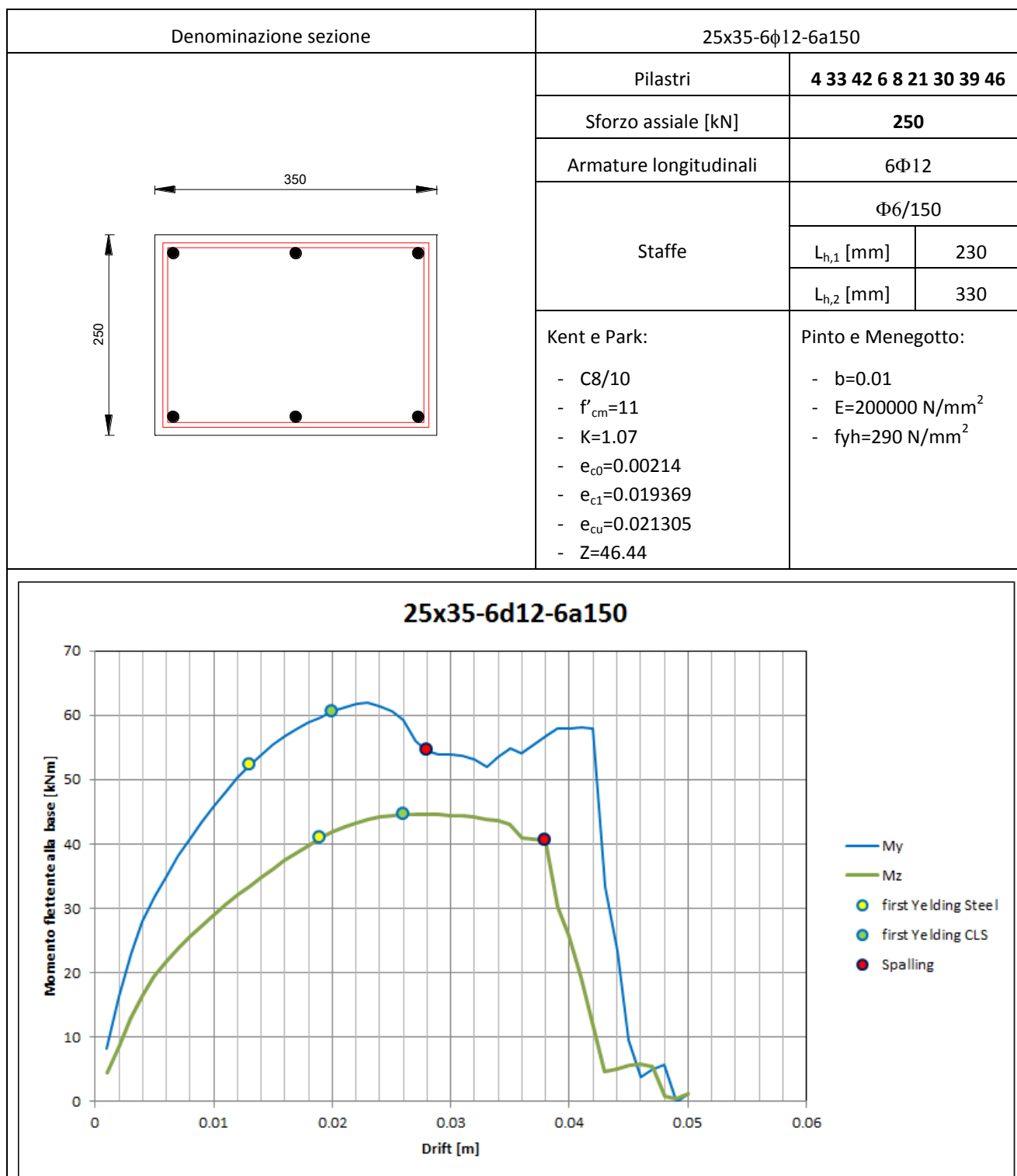


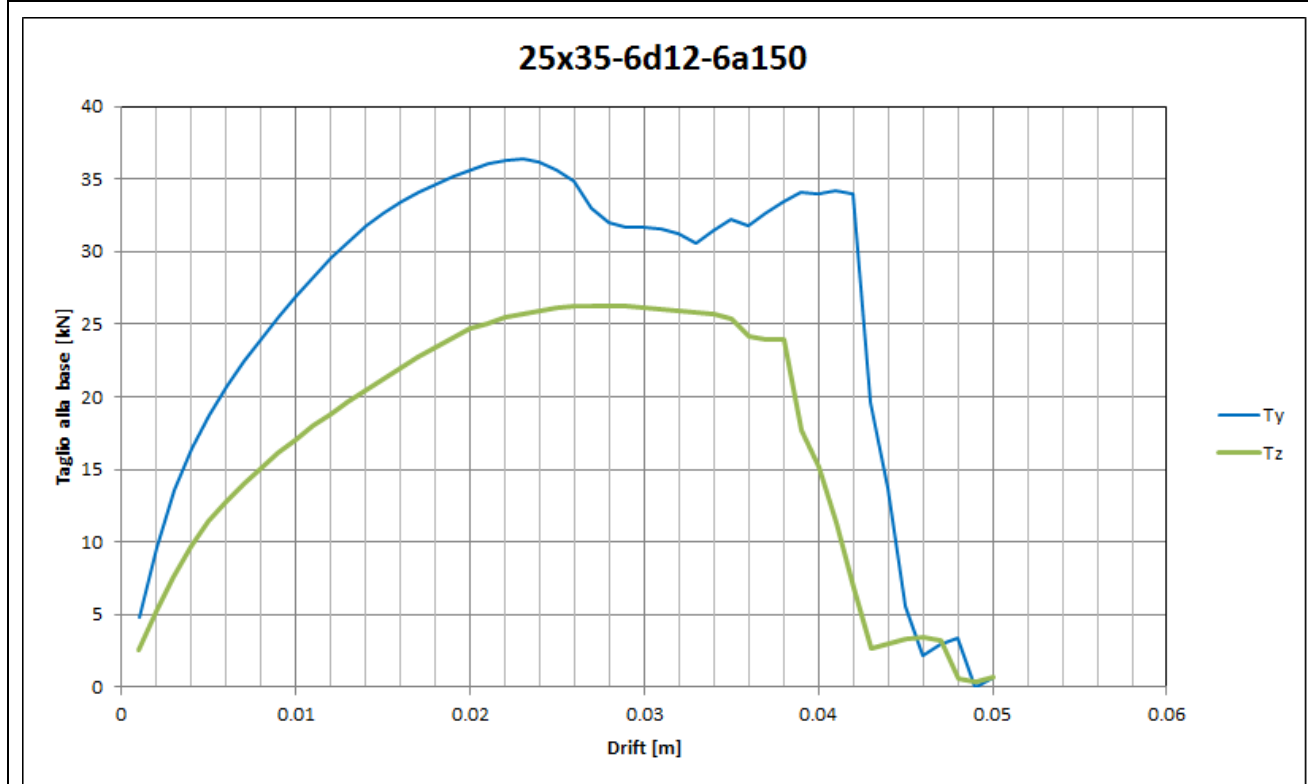
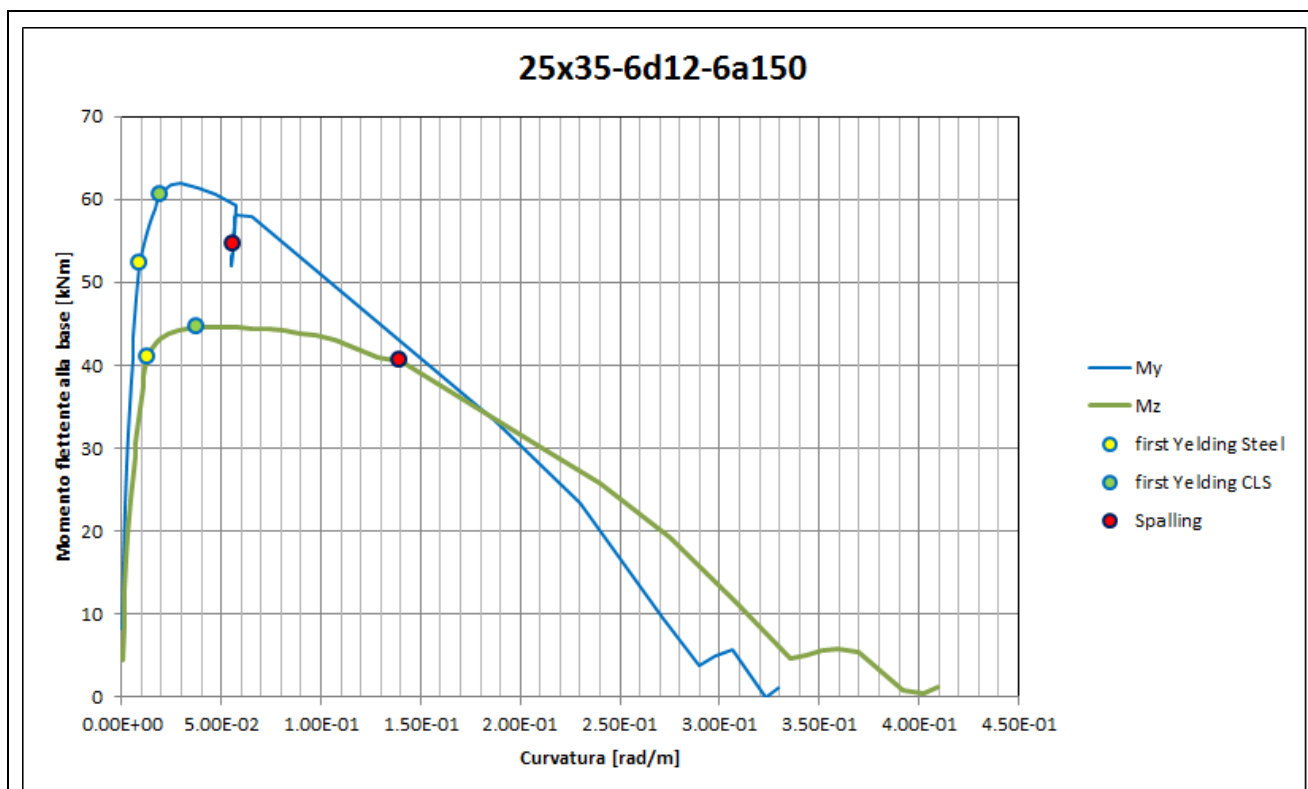


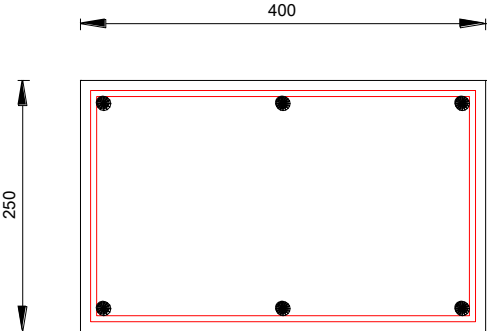
Denominazione sezione	25x35-6φ12-6a100		
	Pilastri	10 44 48 50	
	Sforzo assiale [kN]	180	
	Armature longitudinali	6Φ12	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:	
<ul style="list-style-type: none">- C8/10- f'cm=11- K=1.11- e_{c0}=0.002211- e_{c1}=0.022681- e_{cu}=0.024949- Z=39.08	<ul style="list-style-type: none">- b=0.01- E=200000 N/mm²- fyh=290 N/mm²		

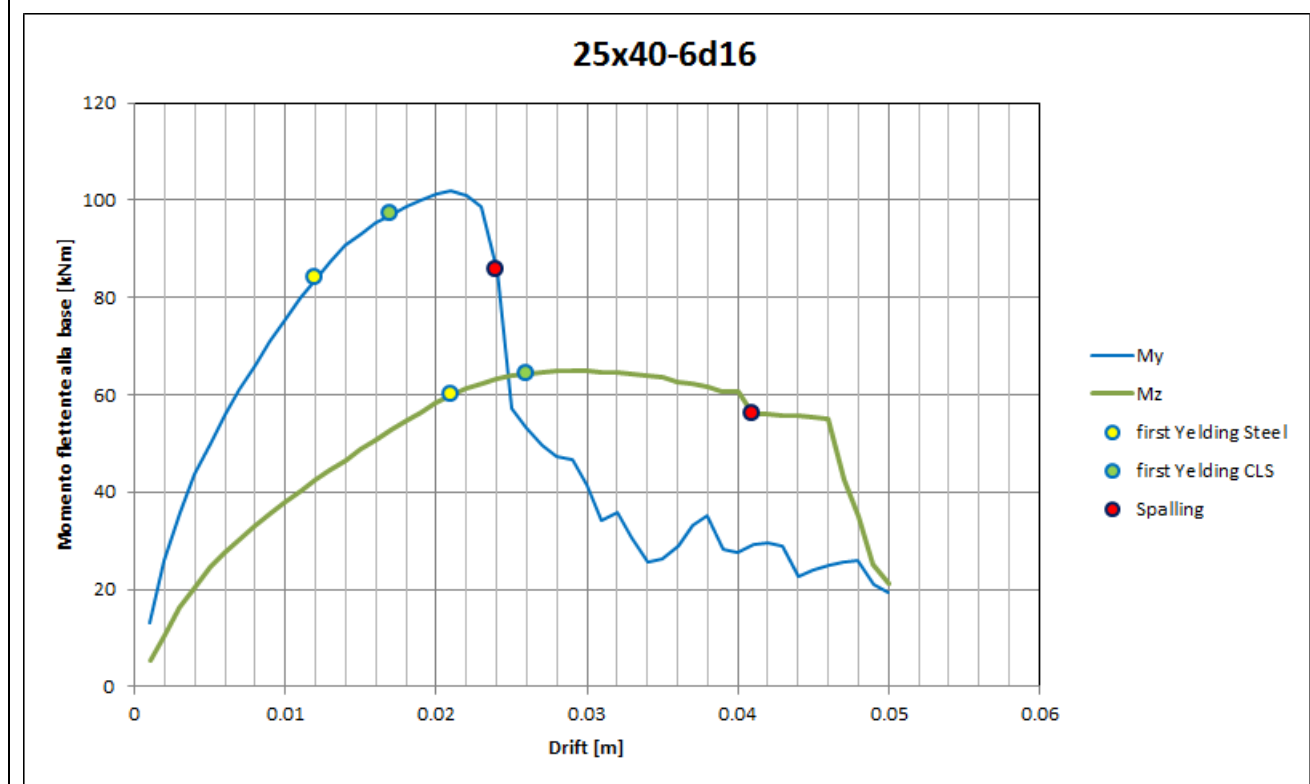


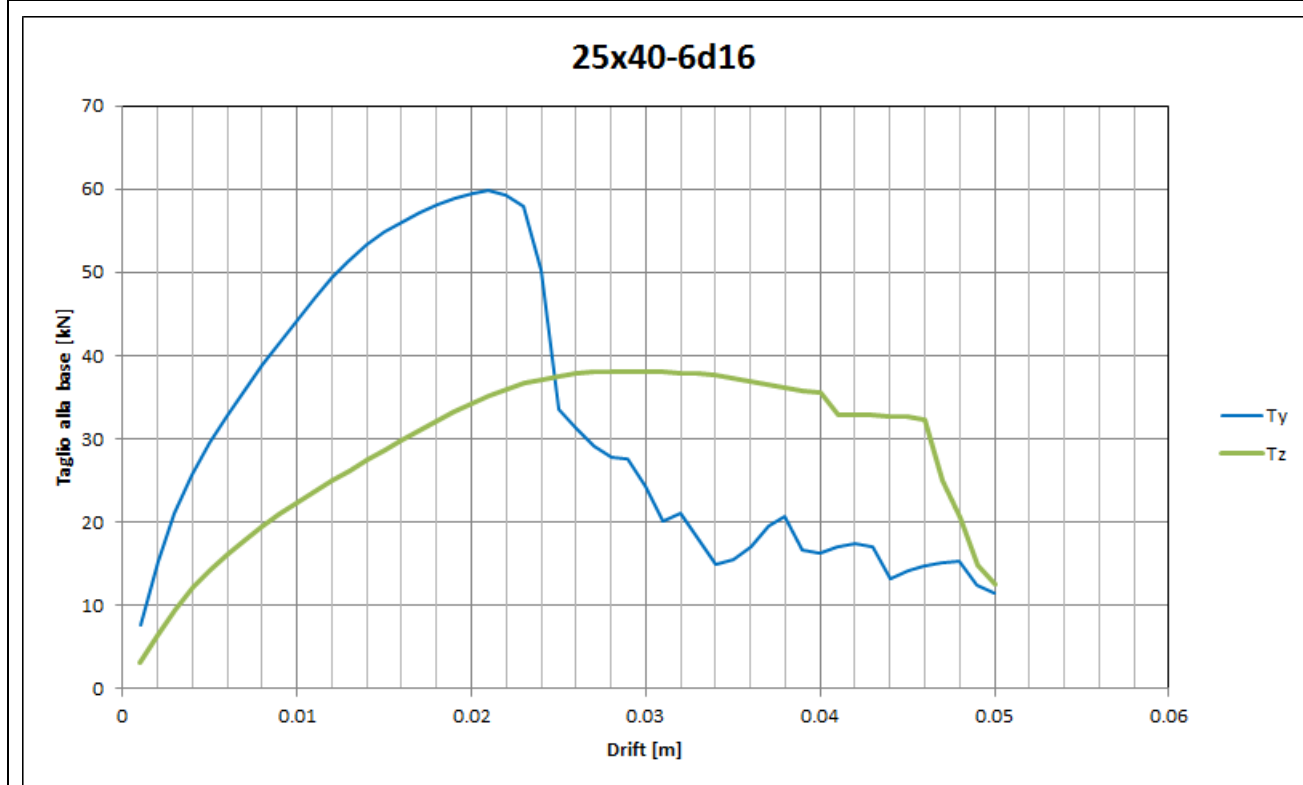
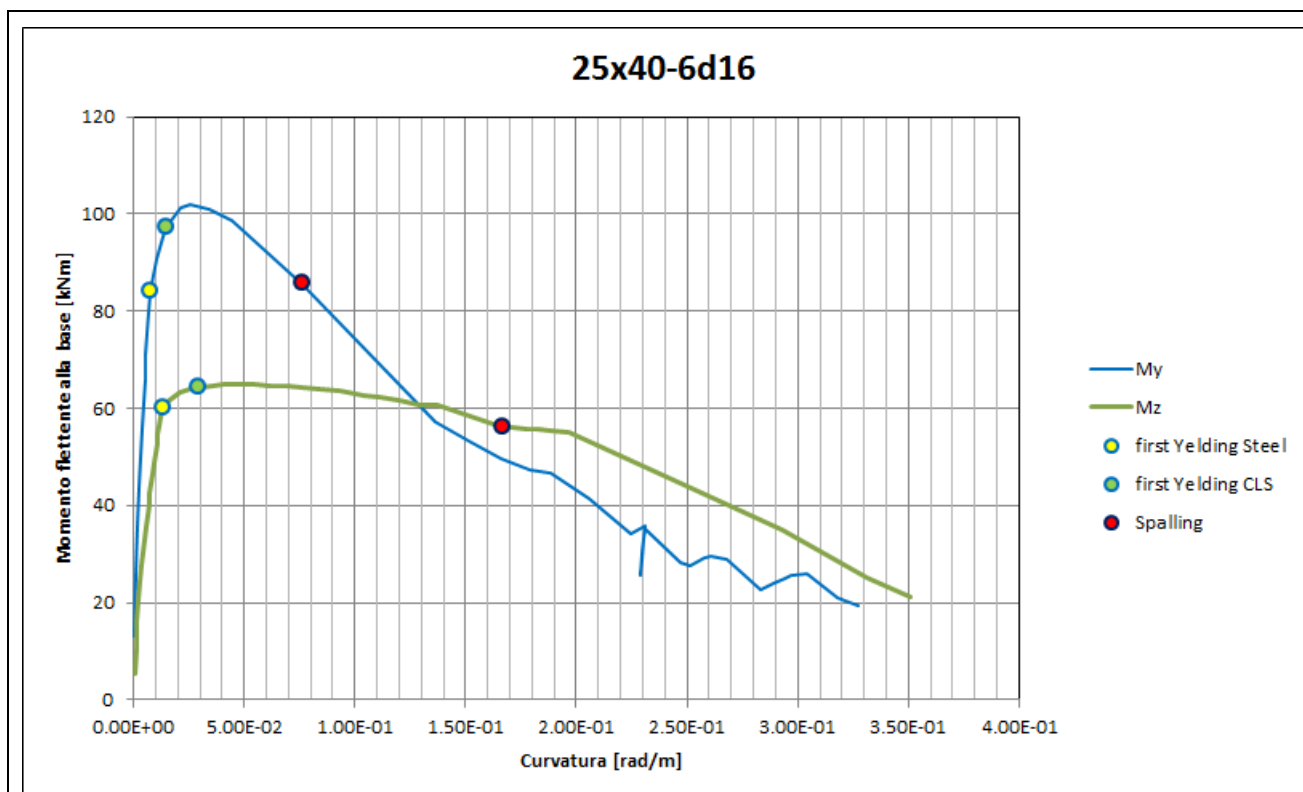


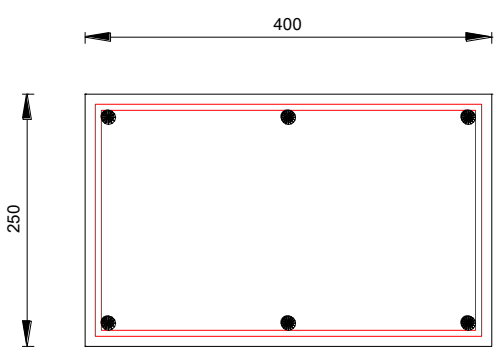


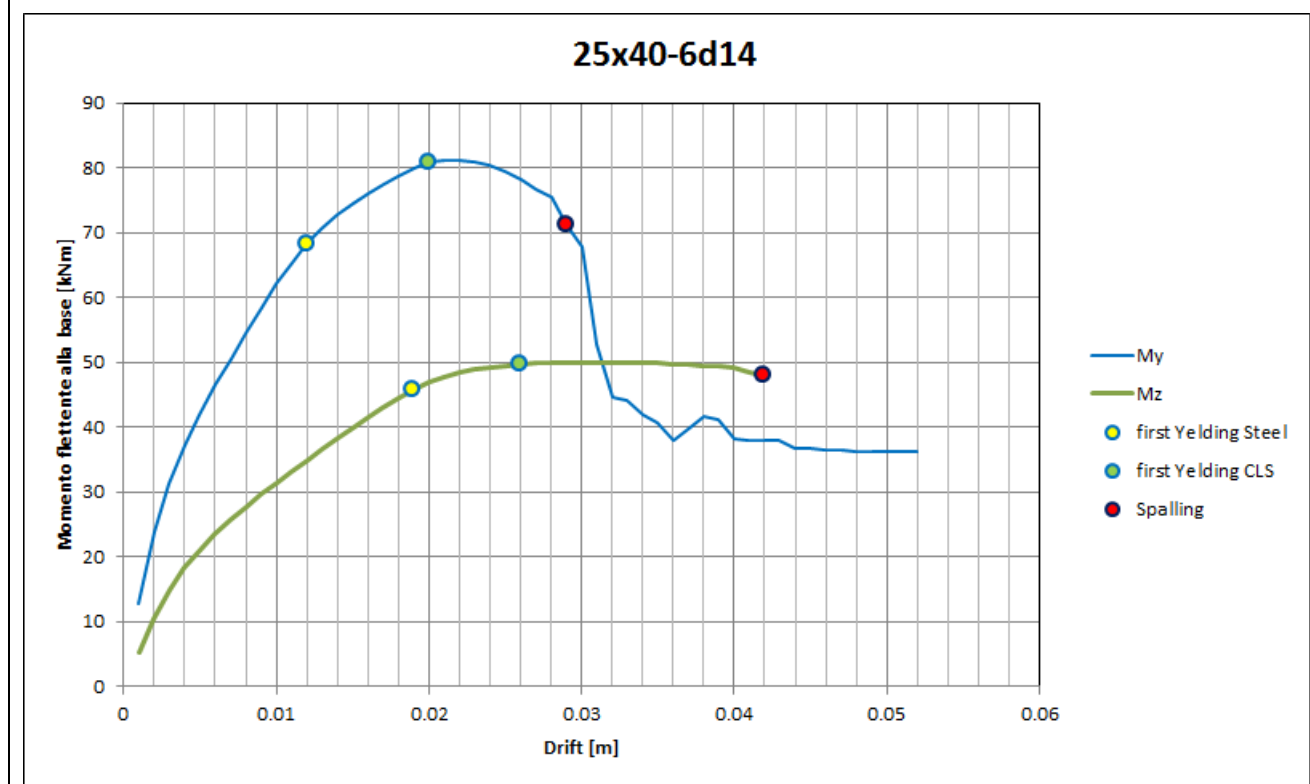


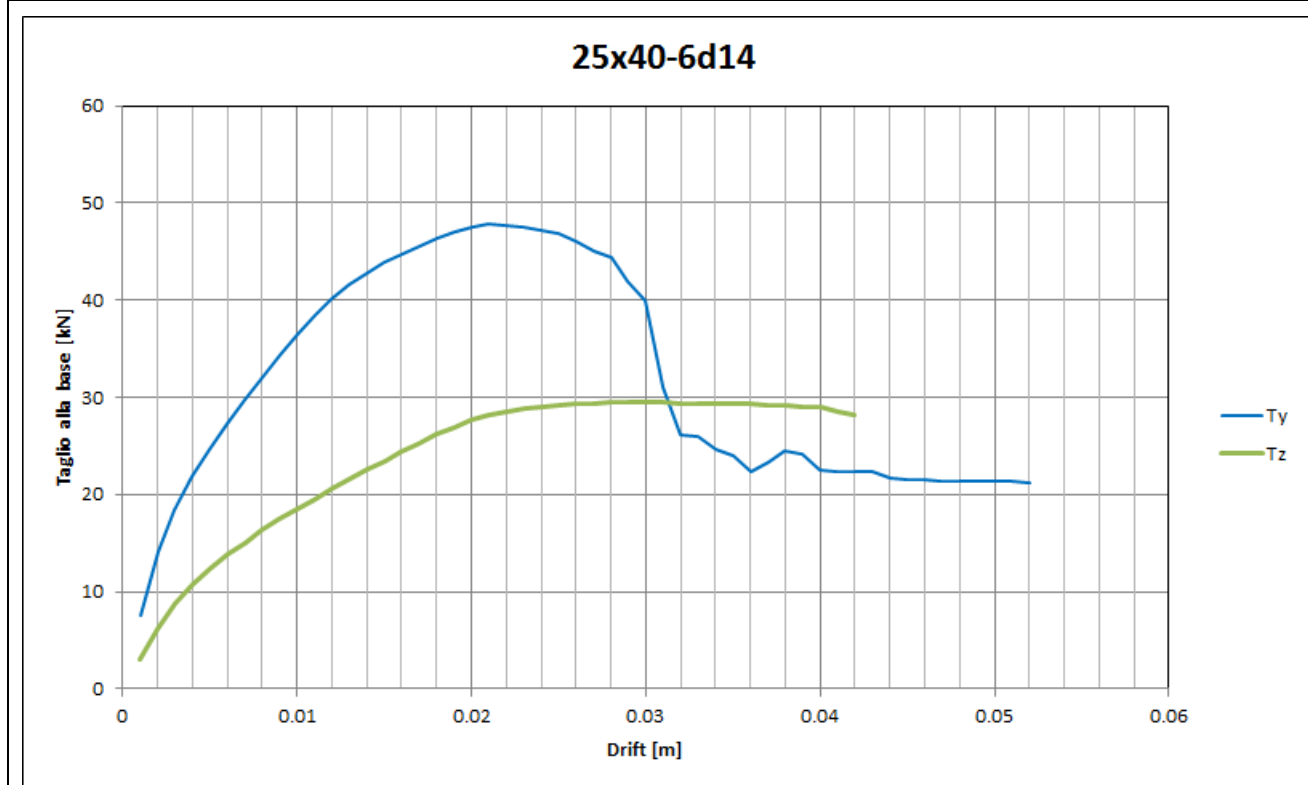
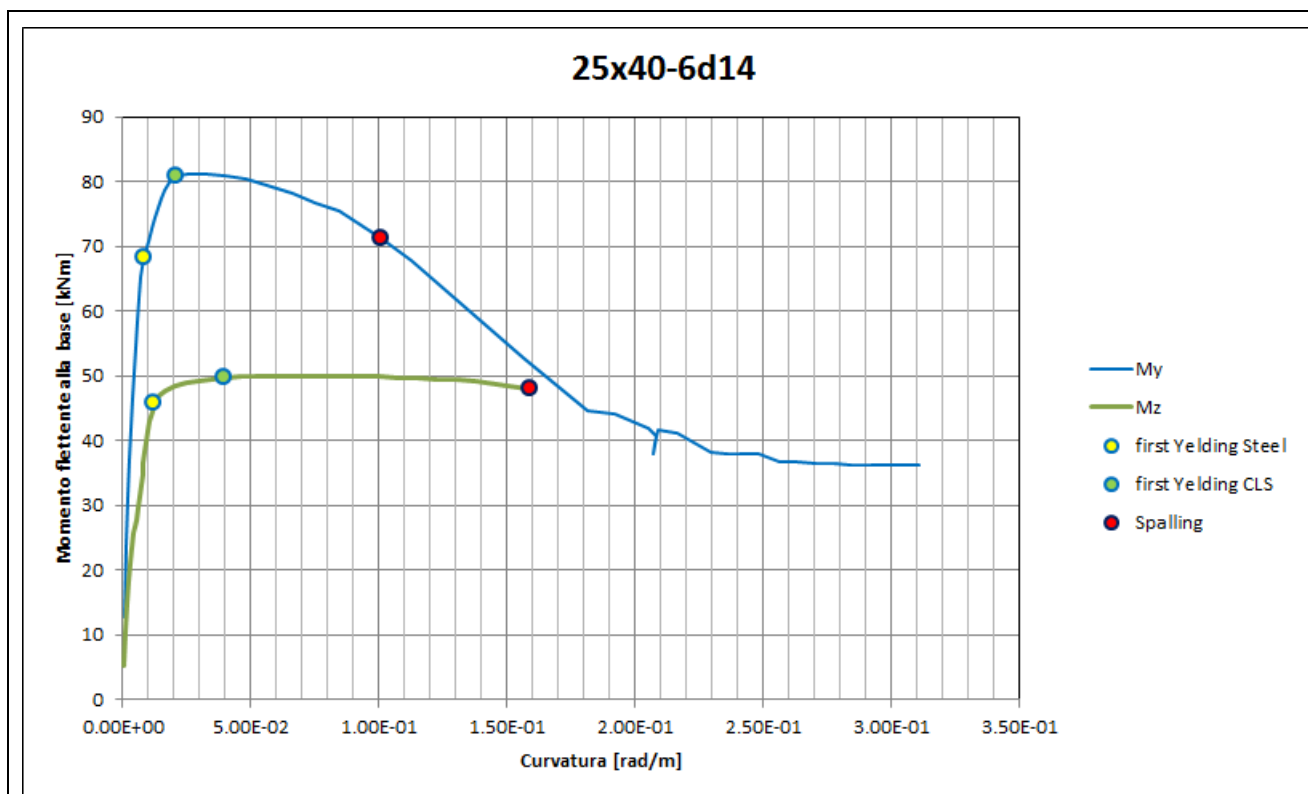
Denominazione sezione	25x40-6 ϕ 16		
	Pilastri	7 11 14 18 22 32 40 13 25 34 38 45 49	
	Sforzo assiale [kN]	308	
	Armature longitudinali	6 Φ 16	
	Staffe	Φ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	370
		$L_{h,2}$ [mm]	230
	Kent e Park: - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.1$ - $e_{c0}=0.002202$ - $e_{c1}=0.022373$ - $e_{cu}=0.02461$ - $Z=39.66$		
	Pinto e Menegotto: - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$		

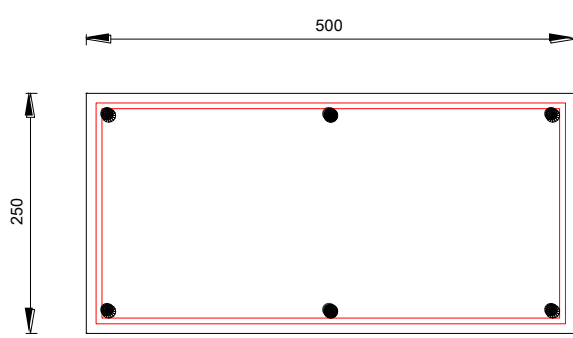


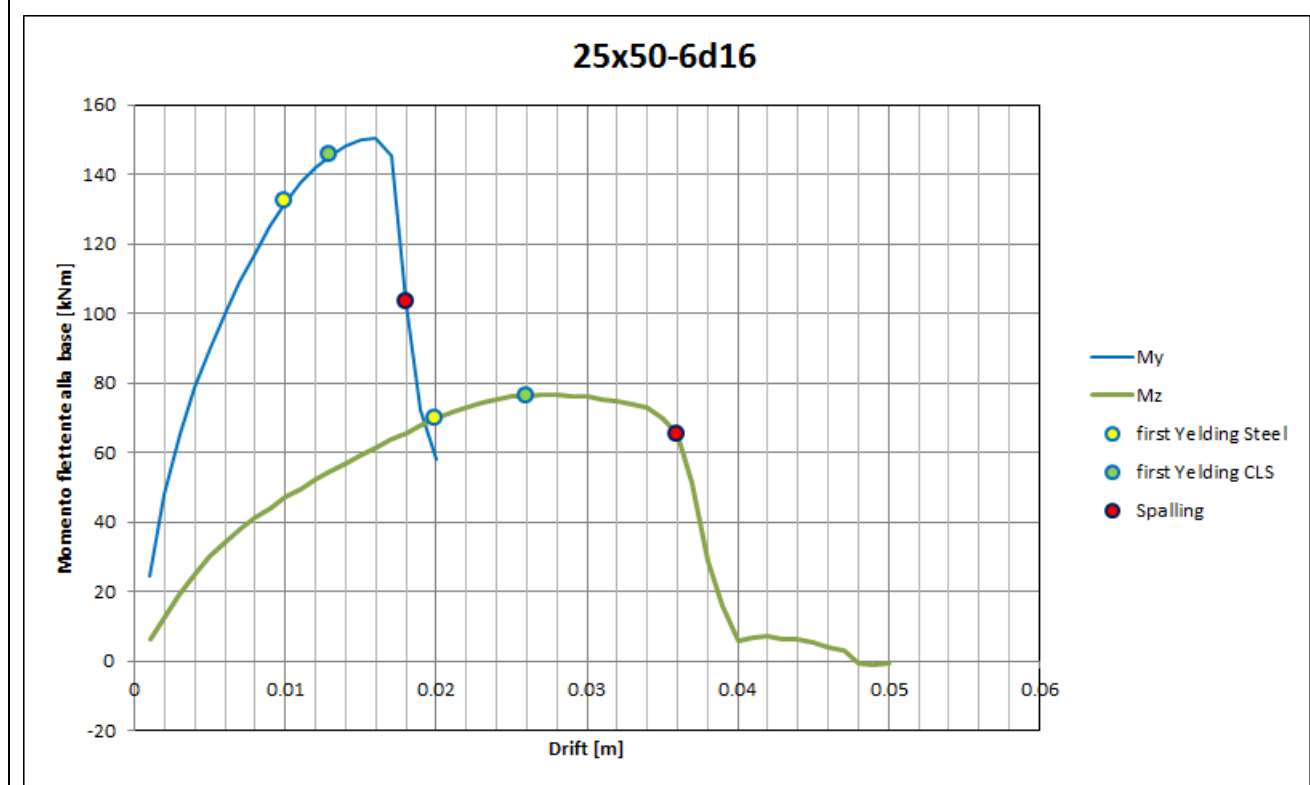


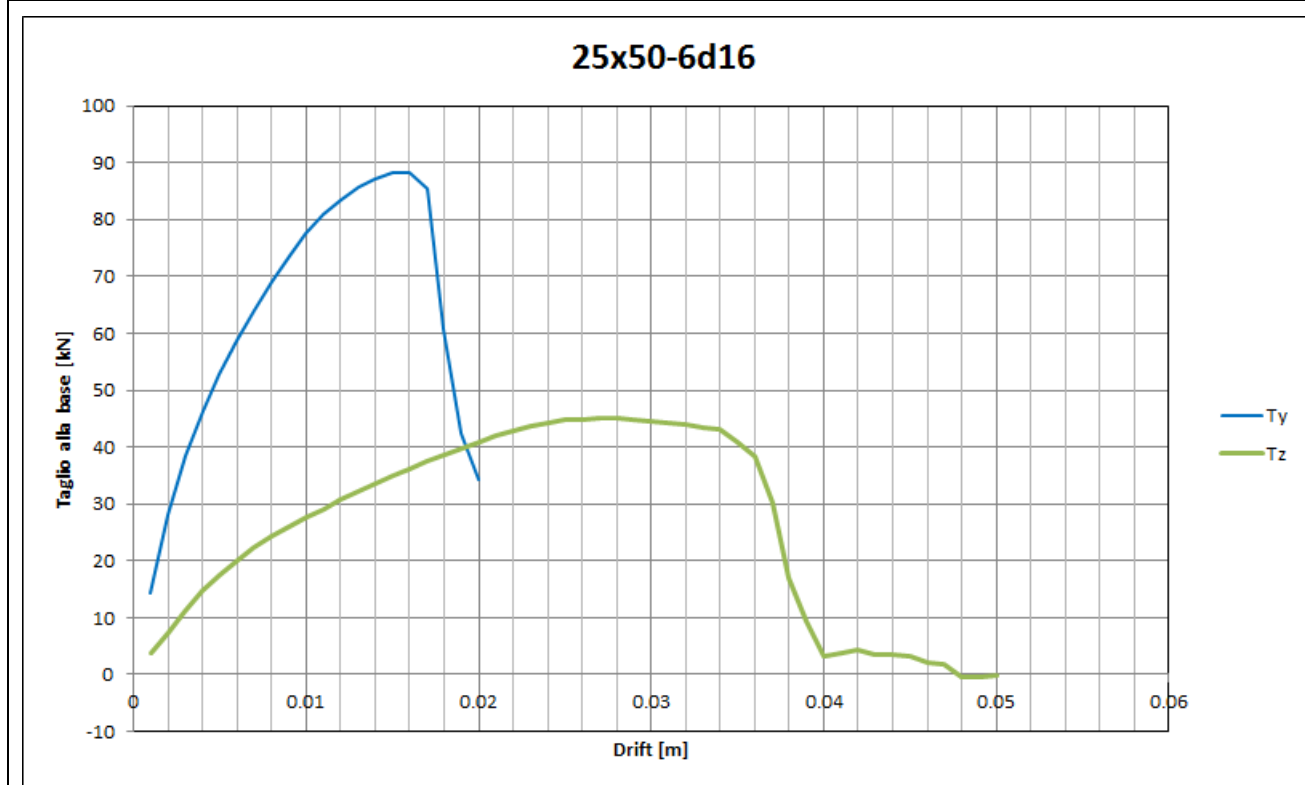
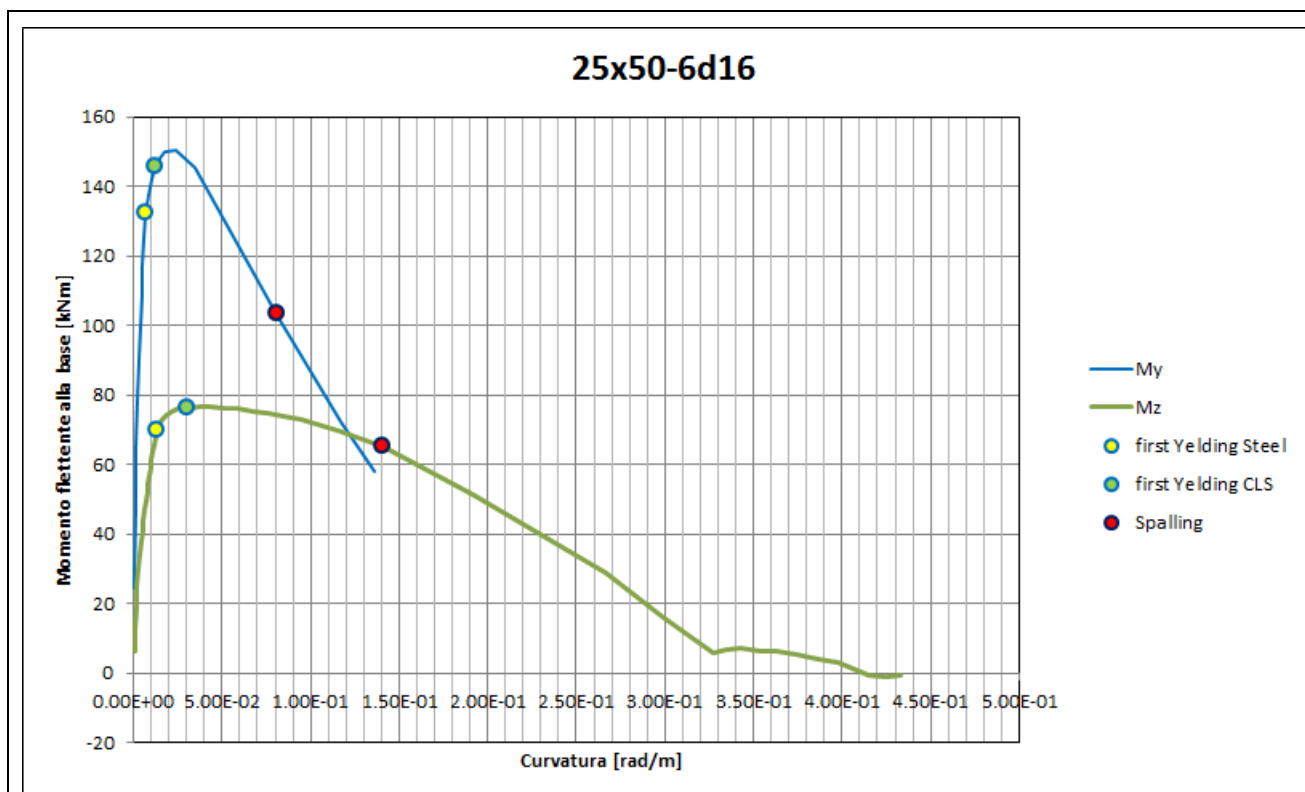
Denominazione sezione	25x40-6 ϕ 14		
	Pilastri	7 11 14 18 22 32 40 13 25 34 38 45 49 23 31 41	
	Sforzo assiale [kN]	222	
	Armature longitudinali	6 ϕ 14	
	Staffe	ϕ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	370
		$L_{h,2}$ [mm]	230
	Kent e Park: - C8/10 - $f'_{cm}=17$ - $K=1.06$ - $e_{c0}=0.00213$ - $e_{c1}=0.014431$ - $e_{cu}=0.015874$ - $Z=65.03$		
	Pinto e Menegotto: - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$		



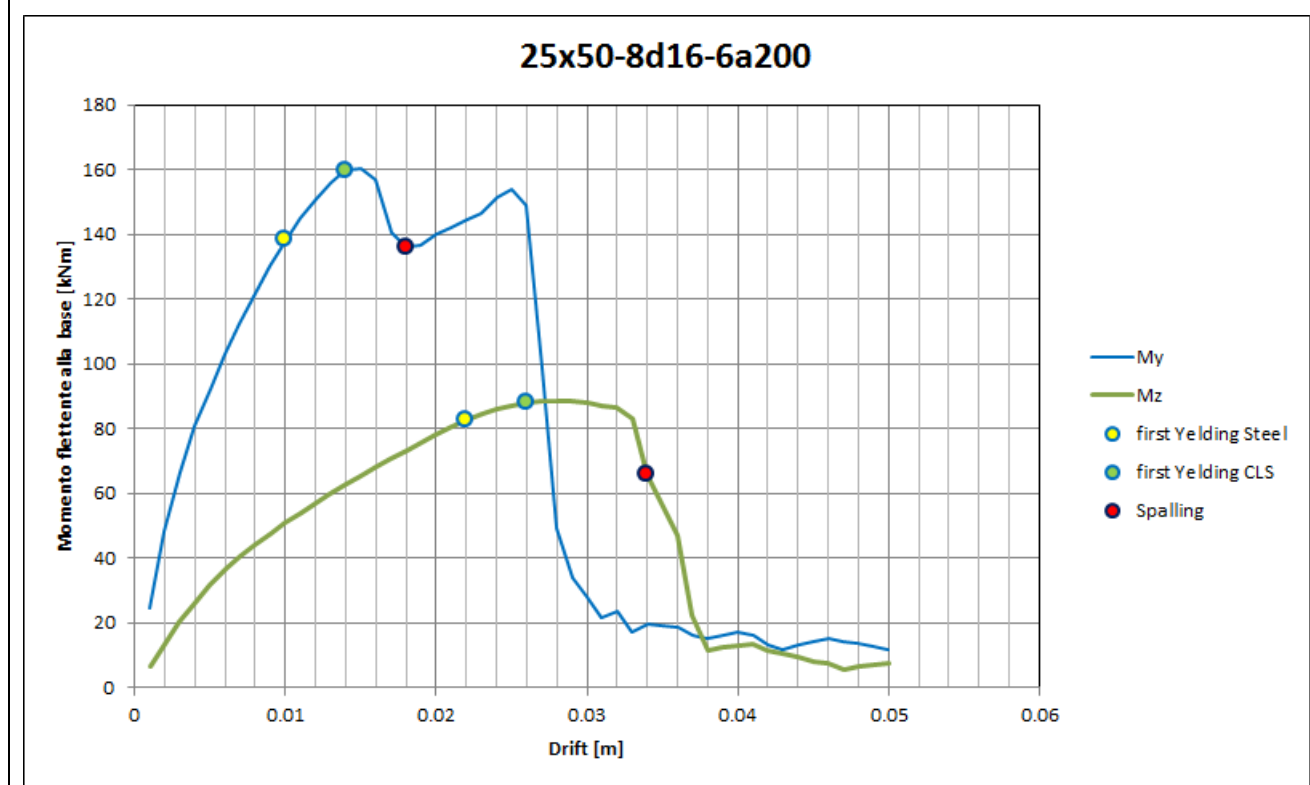


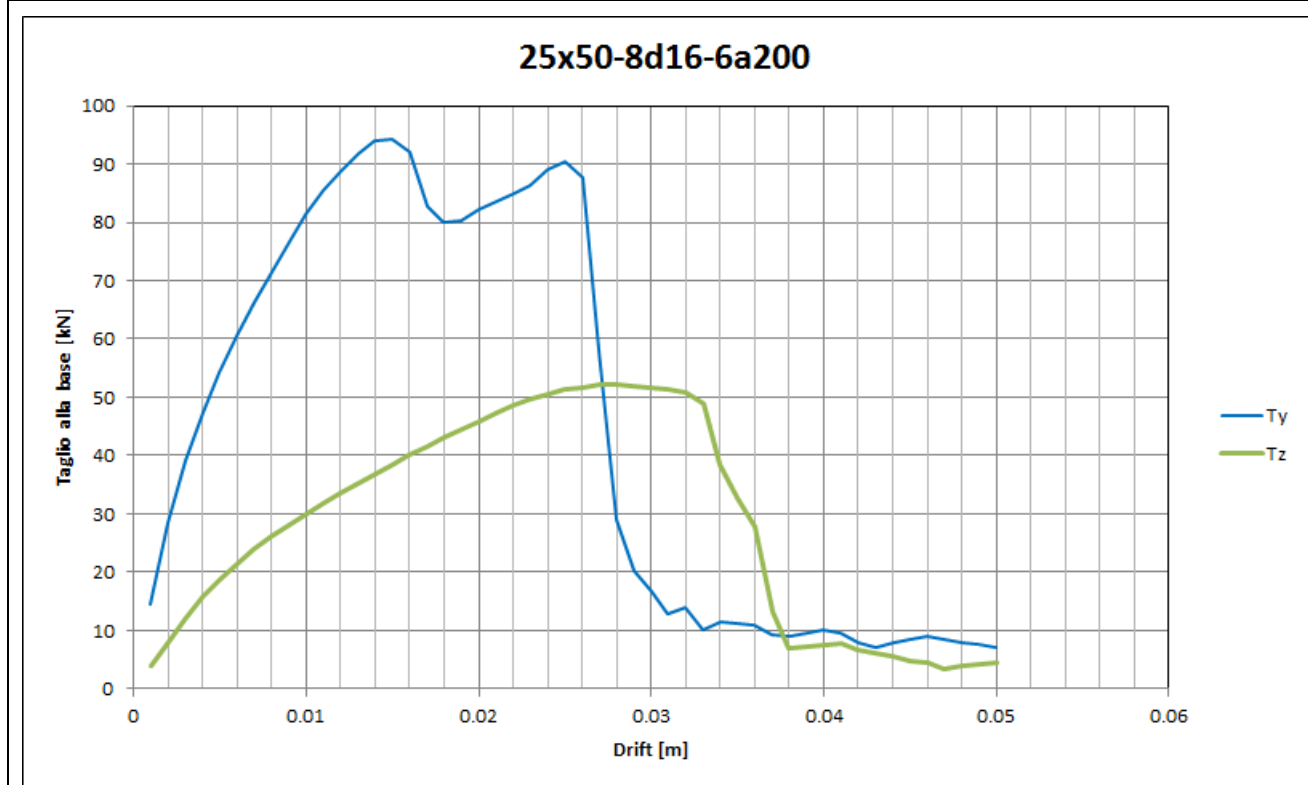
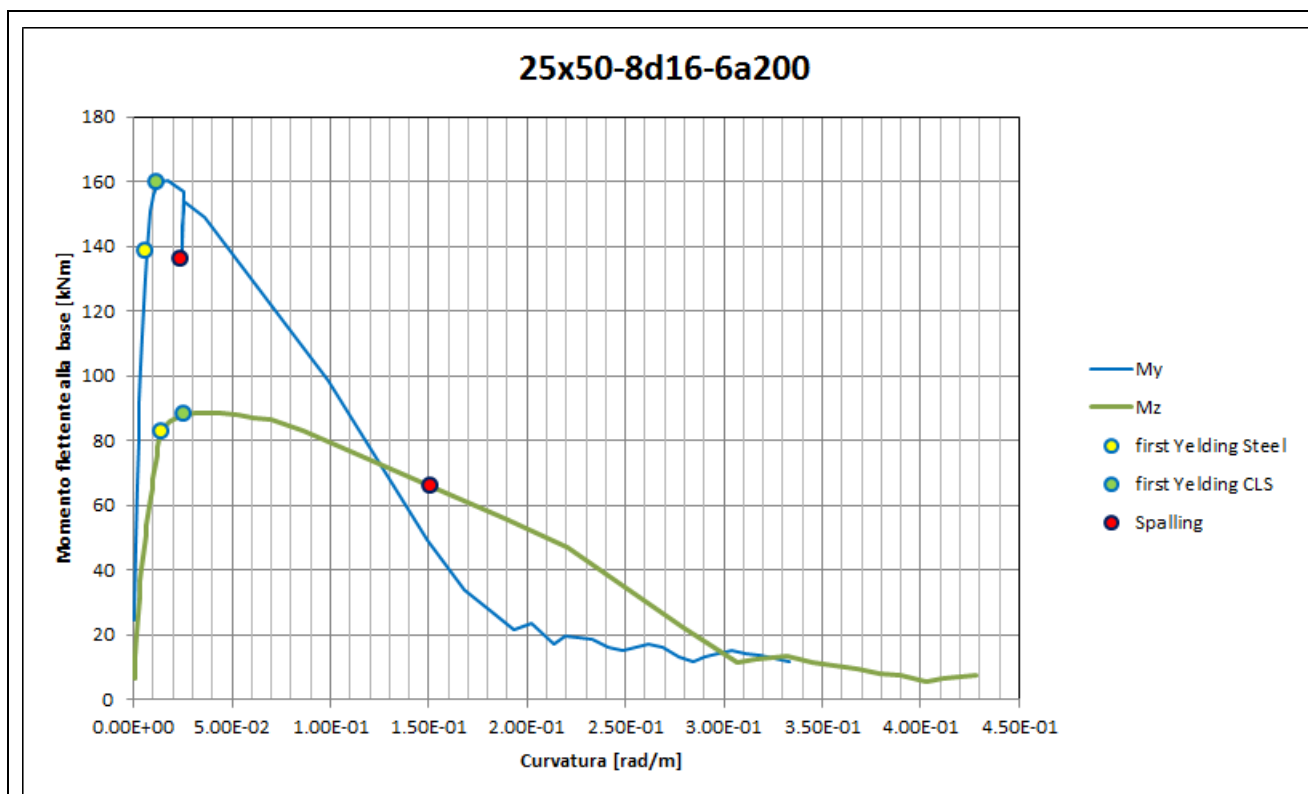
Denominazione sezione	25x50-6 ϕ 16		
	Pilastri	23 31 41	
	Sforzo assiale [kN]	442	
	Armature longitudinali	6 ϕ 16	
	Staffe	Φ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	470
		$L_{h,2}$ [mm]	230
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.09$ - $e_{c0}=0.002186$ - $e_{c1}=0.02183$ - $e_{cu}=0.024013$ - $Z=40.72$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

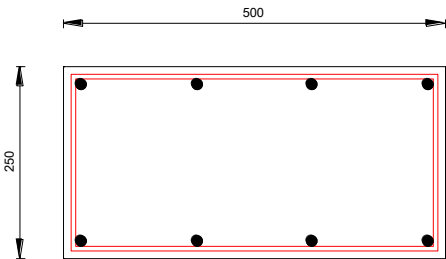


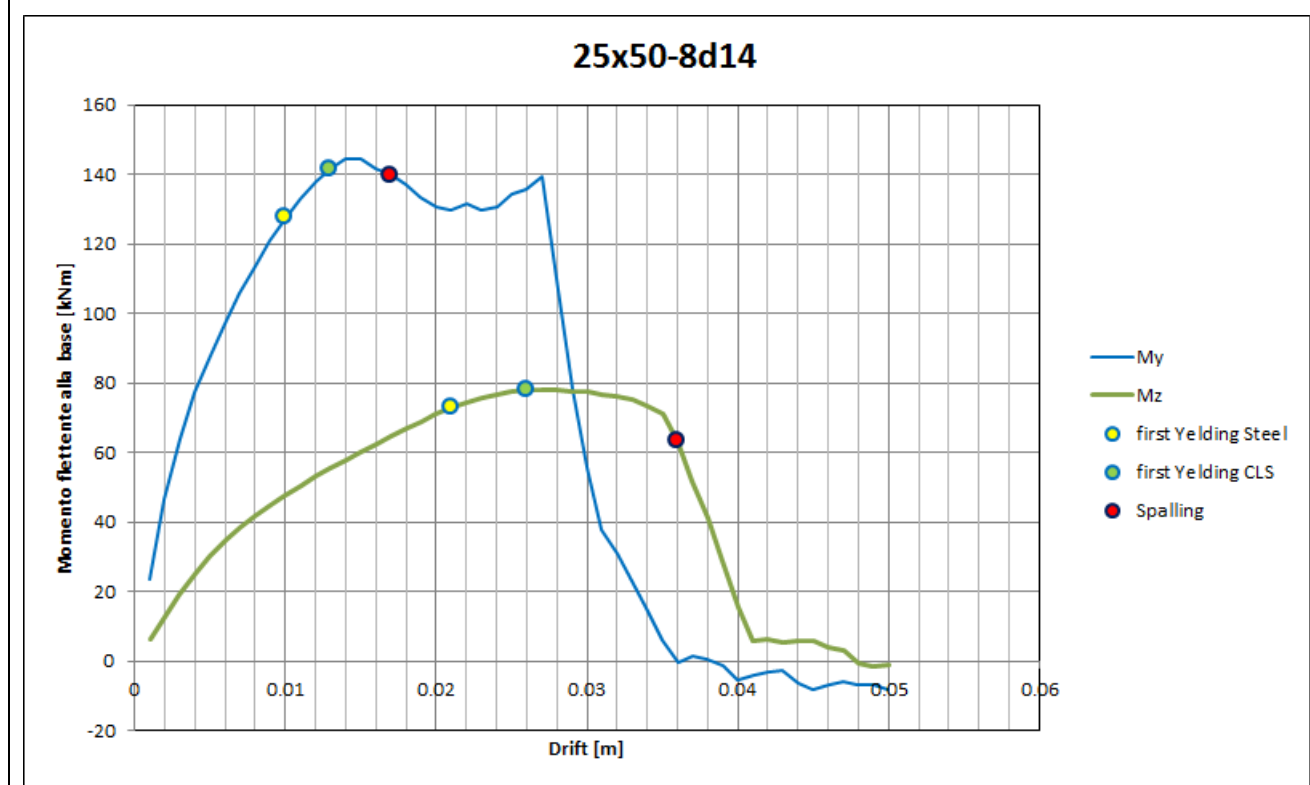


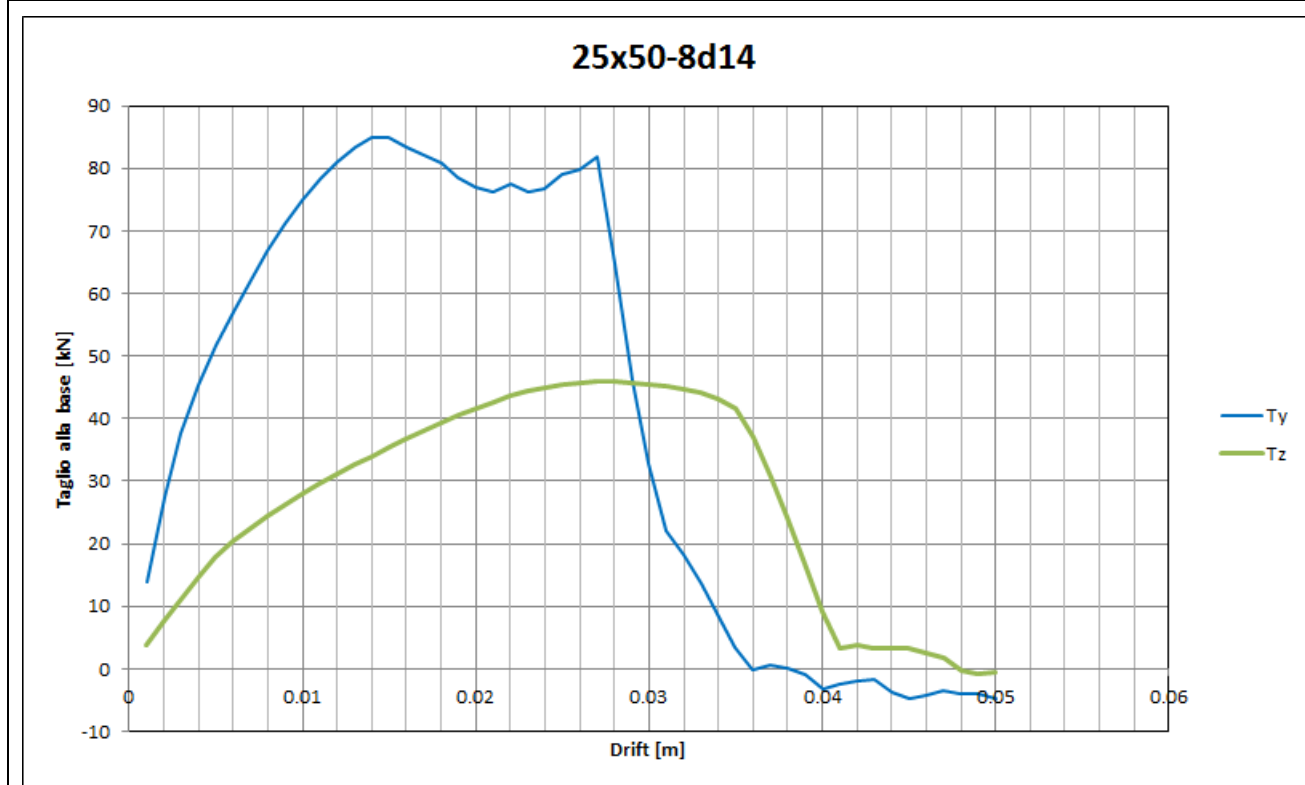
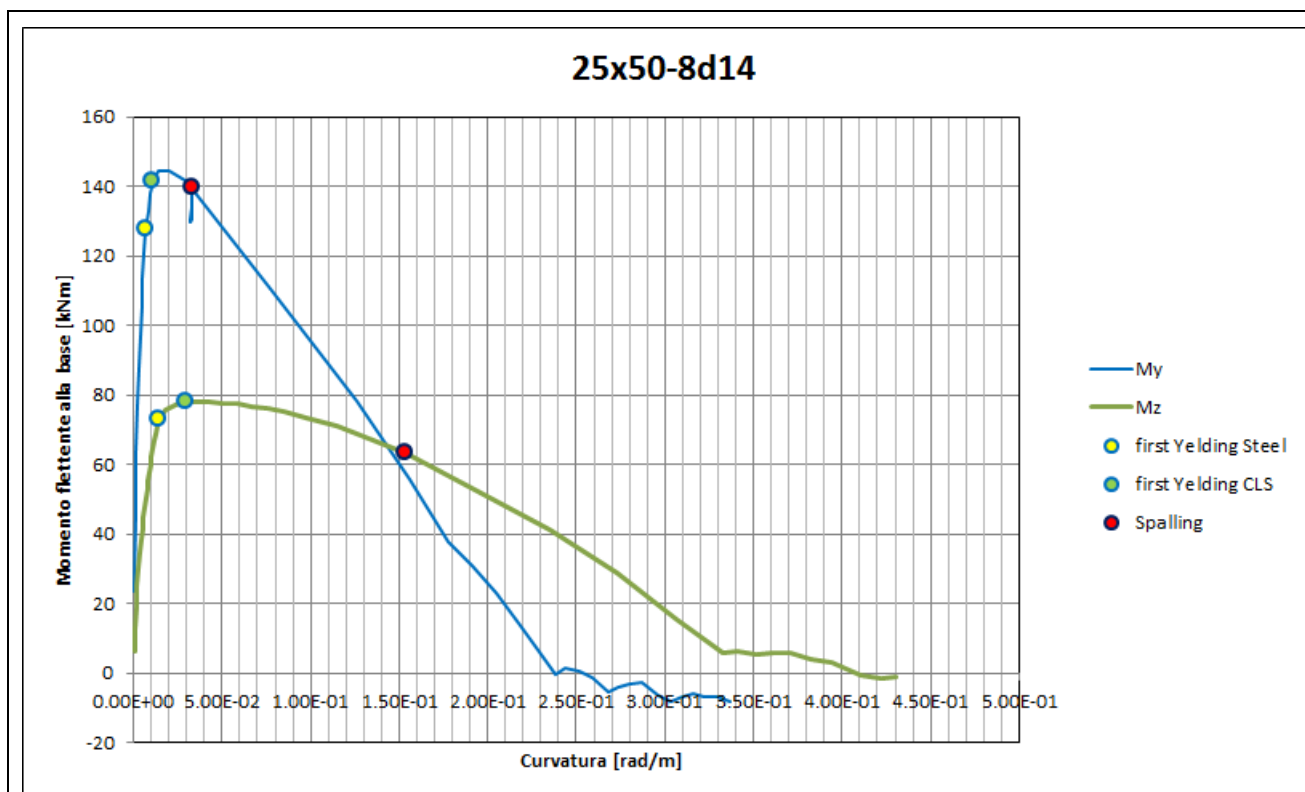
Denominazione sezione	25x50-8φ16-6a200		
	Pilastri	47	
	Sforzo assiale [kN]	457	
	Armature longitudinali	8Φ16	
	Staffe	Φ6/200	
		L _{h,1} [mm]	470
		L _{h,2} [mm]	230
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.04$ - $e_{c0}=0.002093$ - $e_{c1}=0.017686$ - $e_{cu}=0.019455$ - $Z=51.3$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

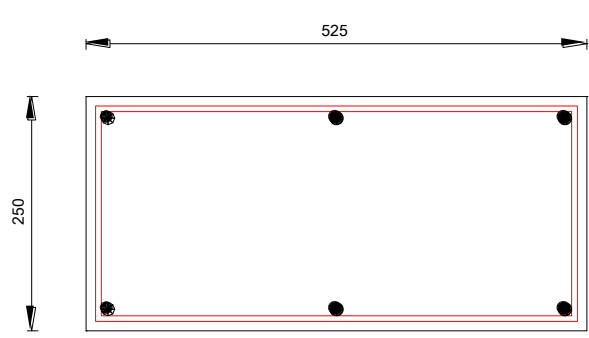


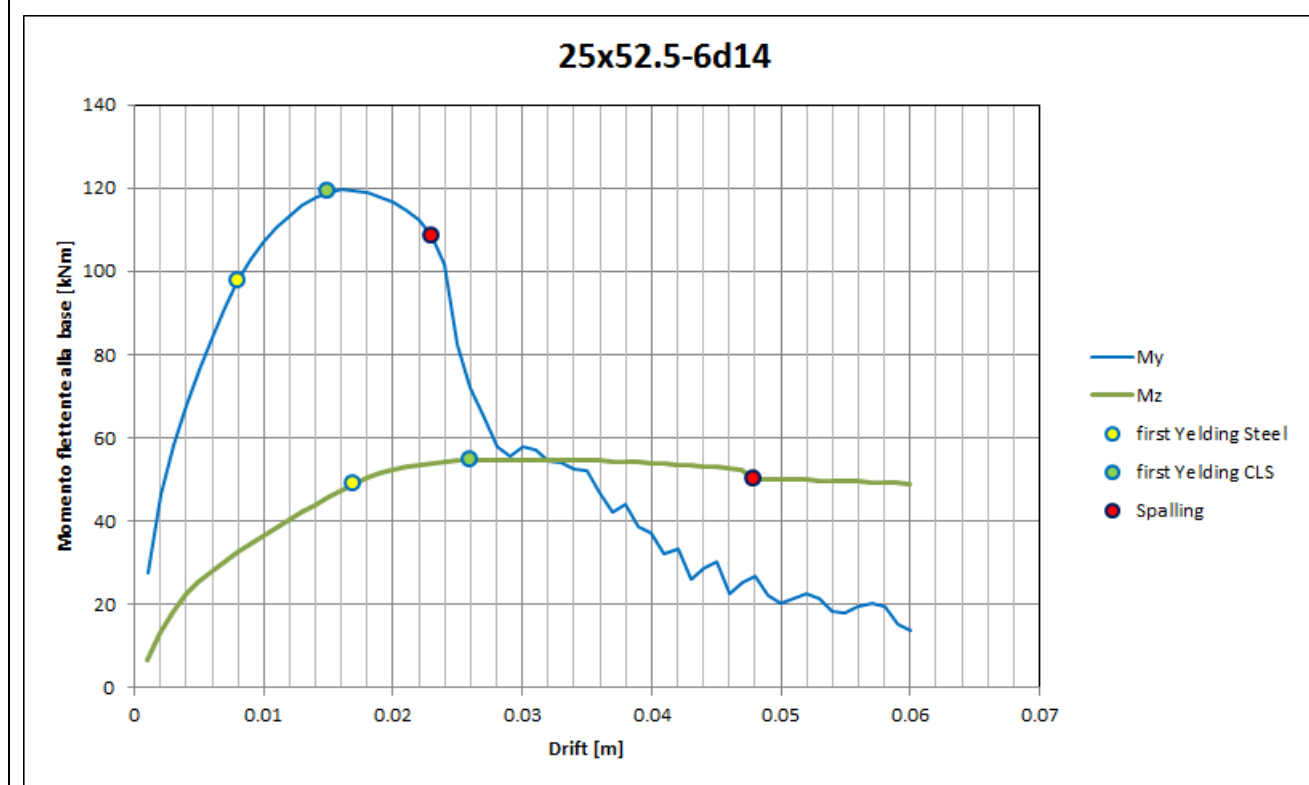


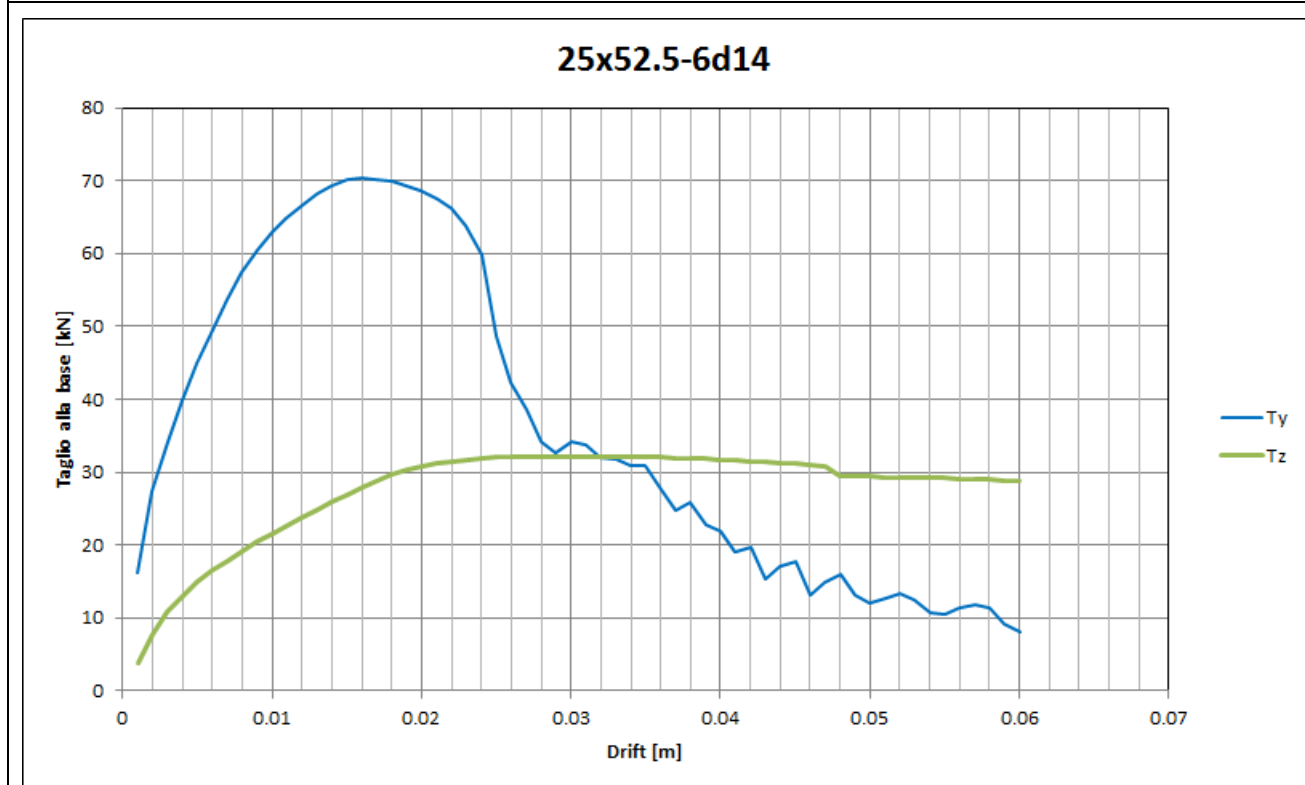
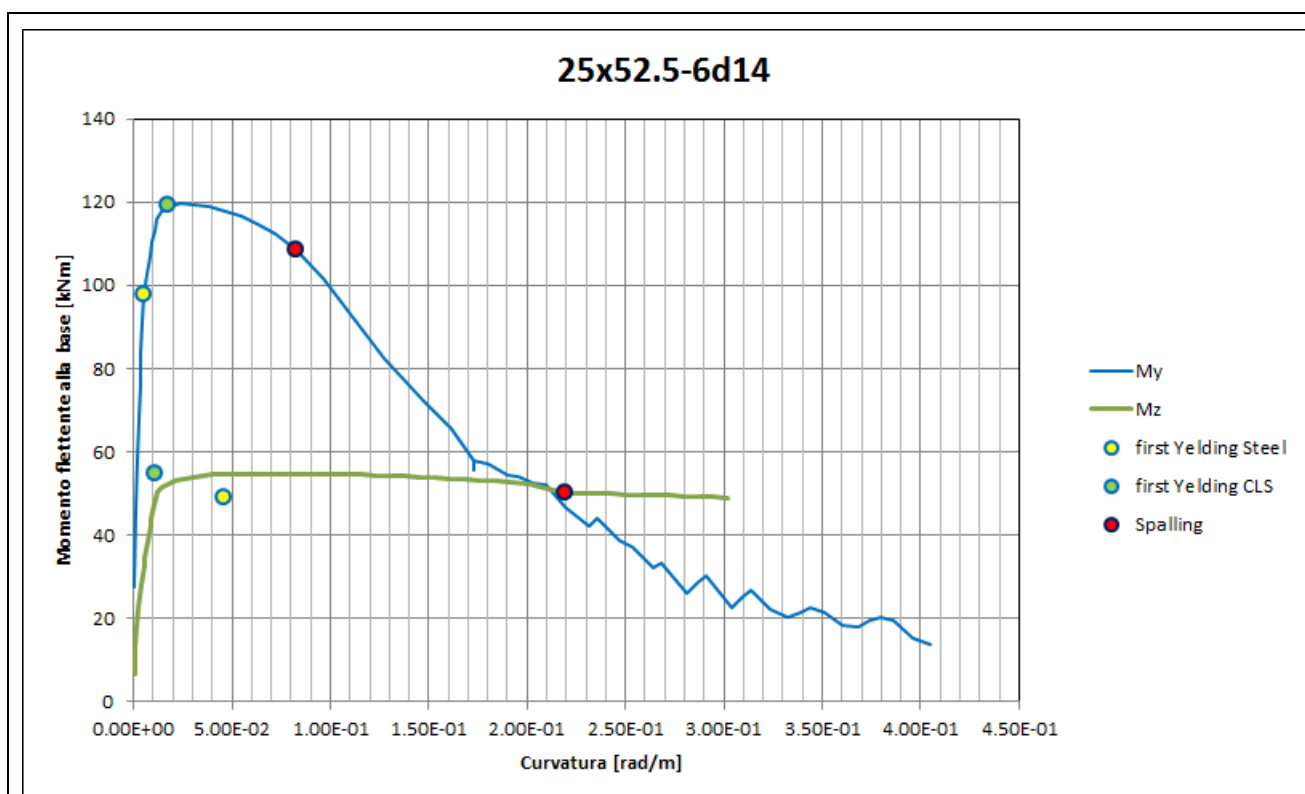
Denominazione sezione	25x50-8φ14		
	Pilastri	15 16 19	
	Sforzo assiale [kN]	454	
	Armature longitudinali	8Φ14	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	470
		L _{h,2} [mm]	230
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:	
<ul style="list-style-type: none">- C8/10- f'_{cm}=11- K=1.09- e_{c0}=0.002186- e_{c1}=0.02183- e_{cu}=0.024013- Z=40.72	<ul style="list-style-type: none">- b=0.01- E=200000 N/mm²- f_{yh}=290 N/mm²		

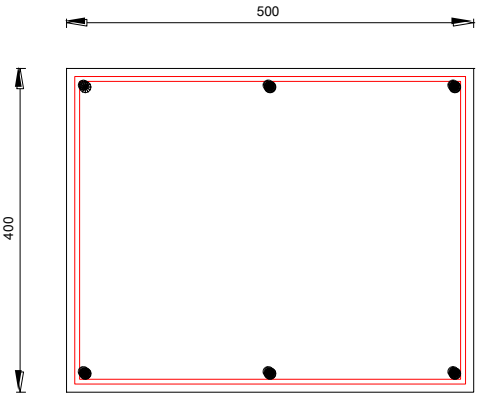


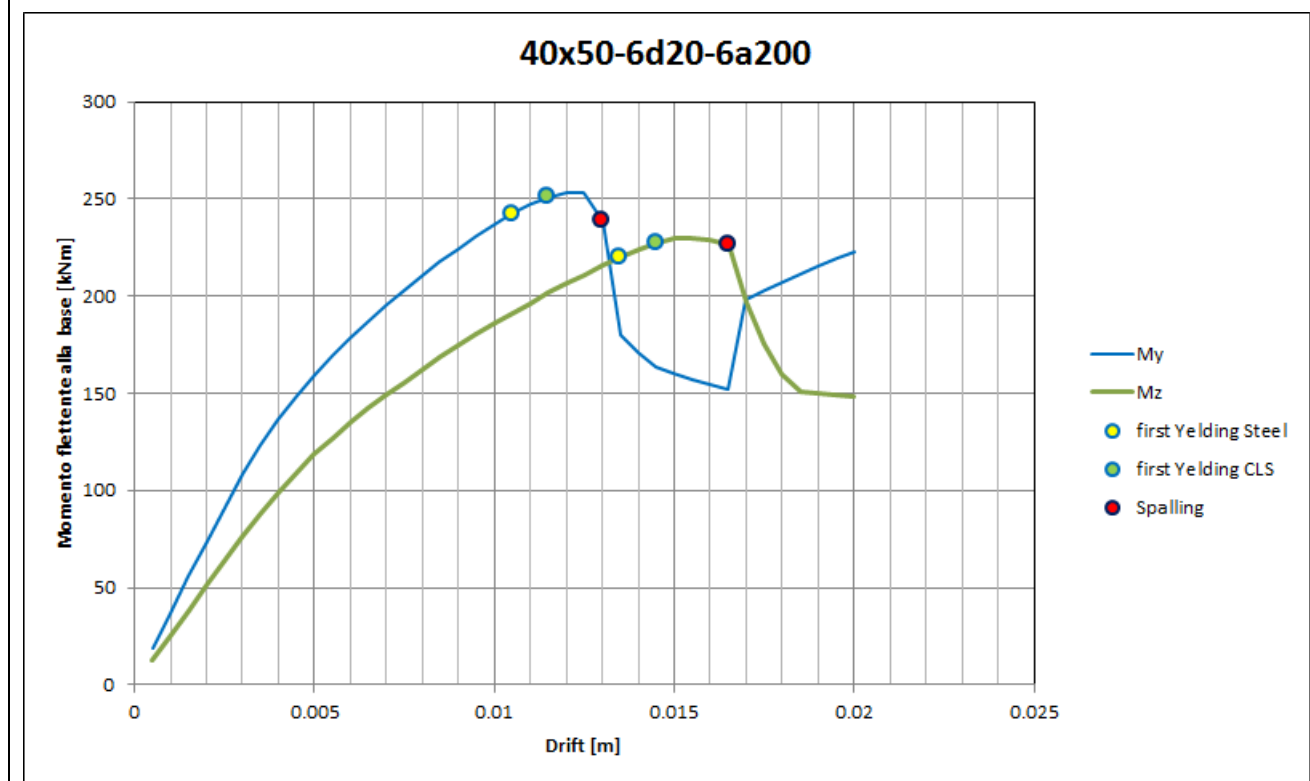


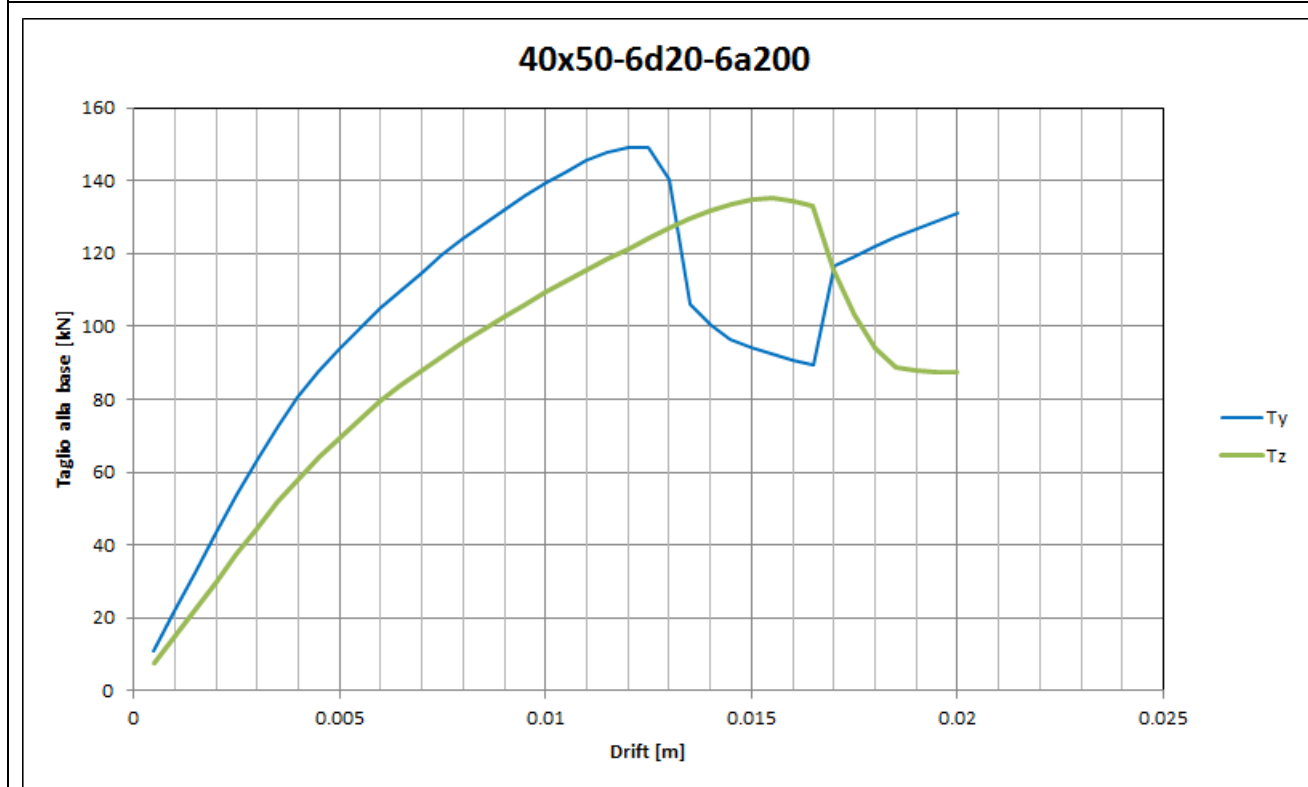
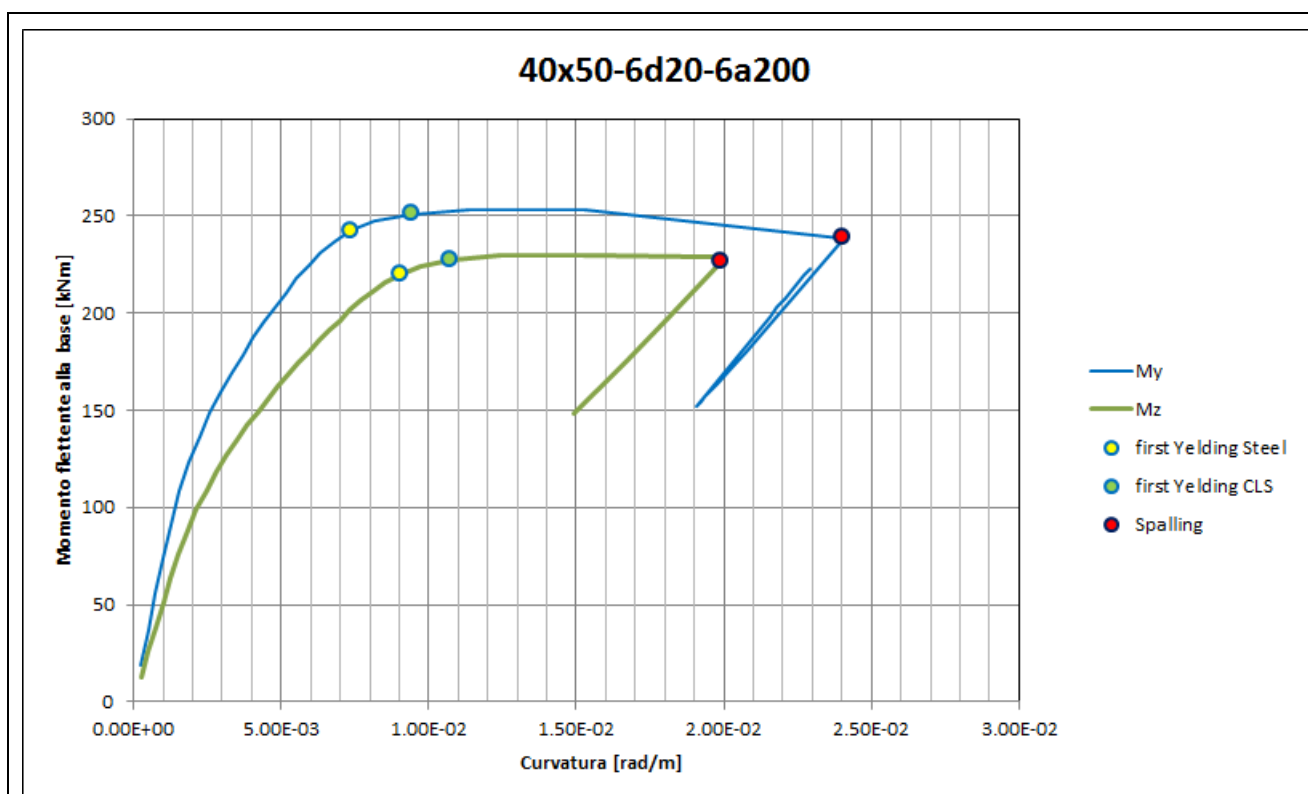
Denominazione sezione	25x52.5-6ϕ14		
	Pilastri	20 29	
	Sforzo assiale [kN]	260	
	Armature longitudinali	6ϕ14	
	Staffe	ϕ6/100	
		L _{h,1} [mm]	0
		L _{h,2} [mm]	0
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:	
<ul style="list-style-type: none">- C8/10- f'cm=16- K=1.06- e_{c0}=0.002126- e_{c1}=0.014395- e_{cu}=0.015835- Z=65.2	<ul style="list-style-type: none">- b=0.01- E=200000 N/mm²- fyh=290 N/mm²		

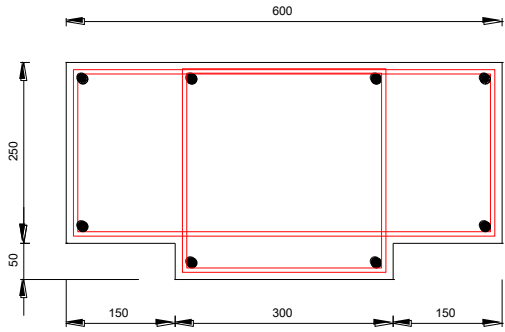


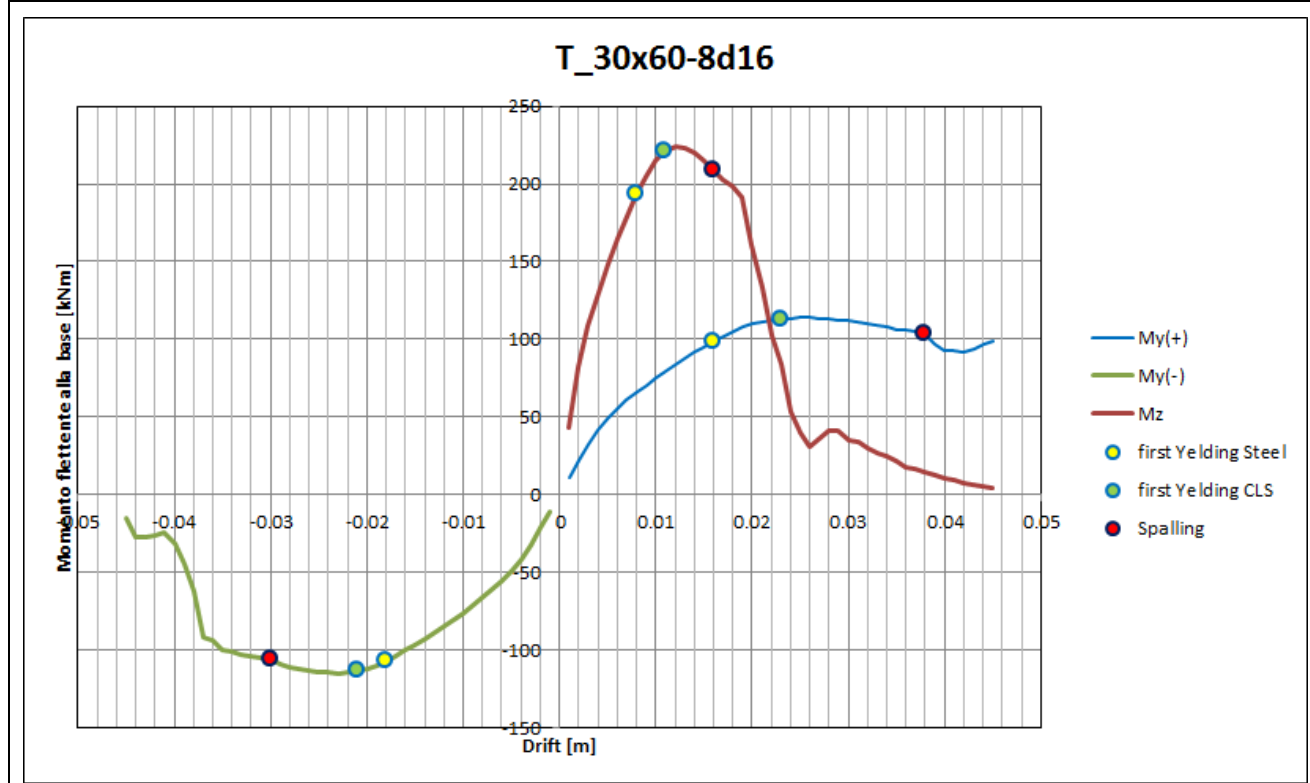


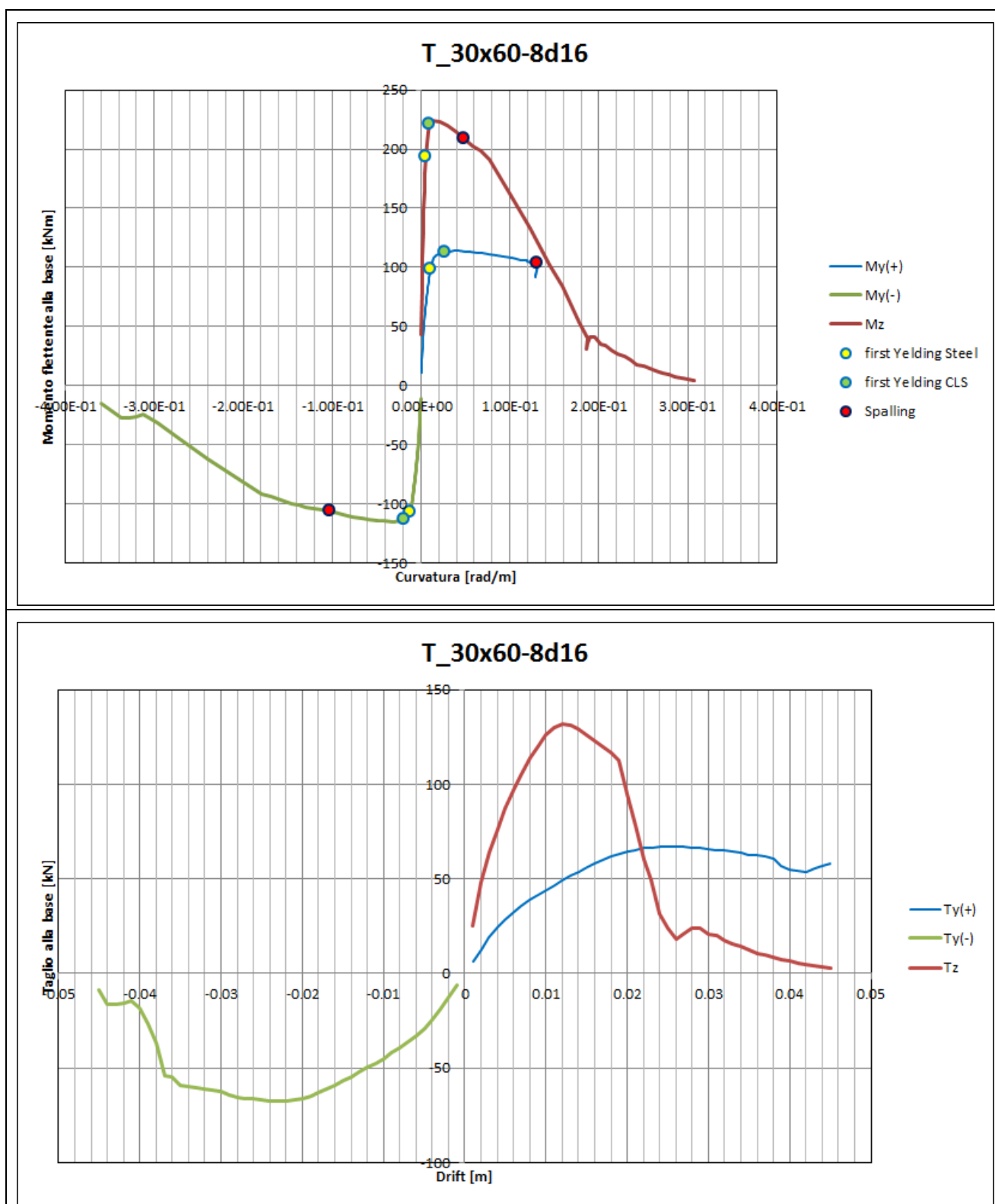
Denominazione sezione	40x50-6d20-6a200		
	Pilastri	27 36	
	Sforzo assiale [kN]	1046	
	Armature longitudinali	6F20	
	Staffe	Φ6/200	
		L _{h,1} [mm]	370
		L _{h,2} [mm]	470
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.035$ - $e_{c0}=0.00207$ - $e_{c1}=0.017587$ - $e_{cu}=0.019345$ - $Z=51.56$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

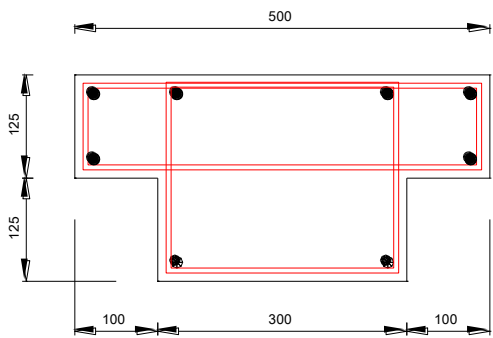


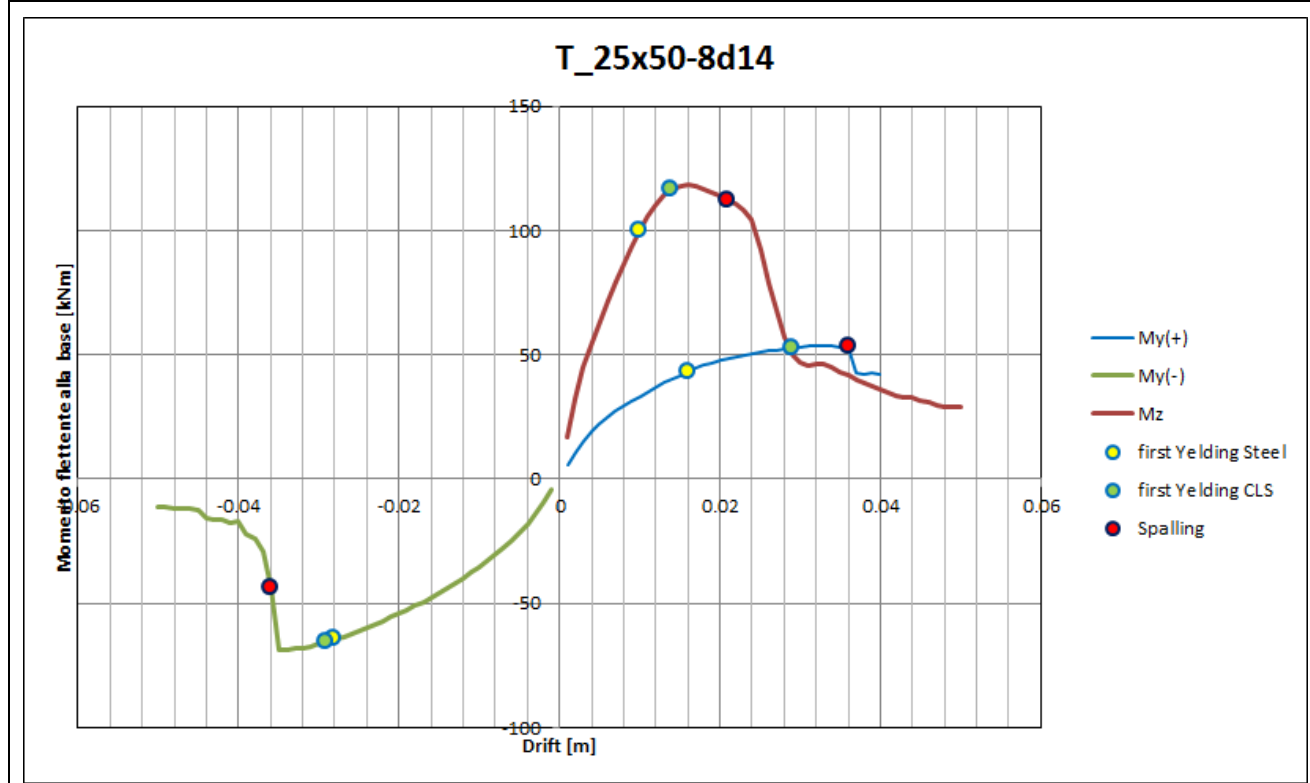


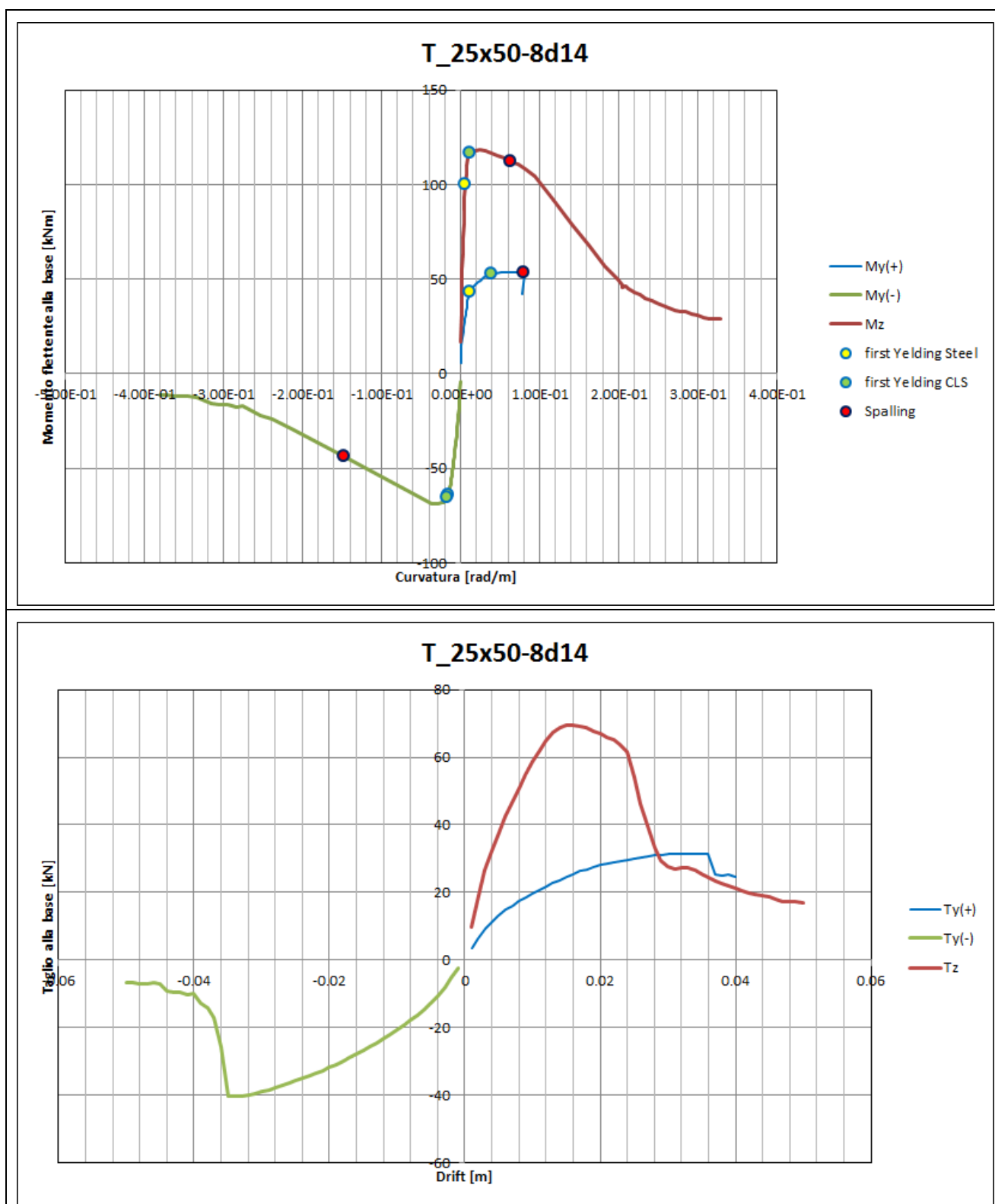
Denominazione sezione		T30x60-8φ16	
		Pilastri	17 26 28 35 37
		Sforzo assiale [kN]	560
		Armature longitudinali	8Φ16
		Staffe	Φ6/100
			L _{h,1} [mm] 570
			L _{h,2} [mm] 230
			L _{h,3} [mm] 270
			L _{h,4} [mm] 270
		Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
		<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.13$ - $e_{c0}=0.002272$ - $e_{c1}=0.024787$ - $e_{cu}=0.027265$ - $Z=35.53$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$



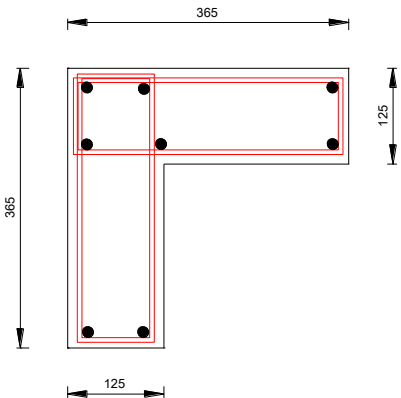


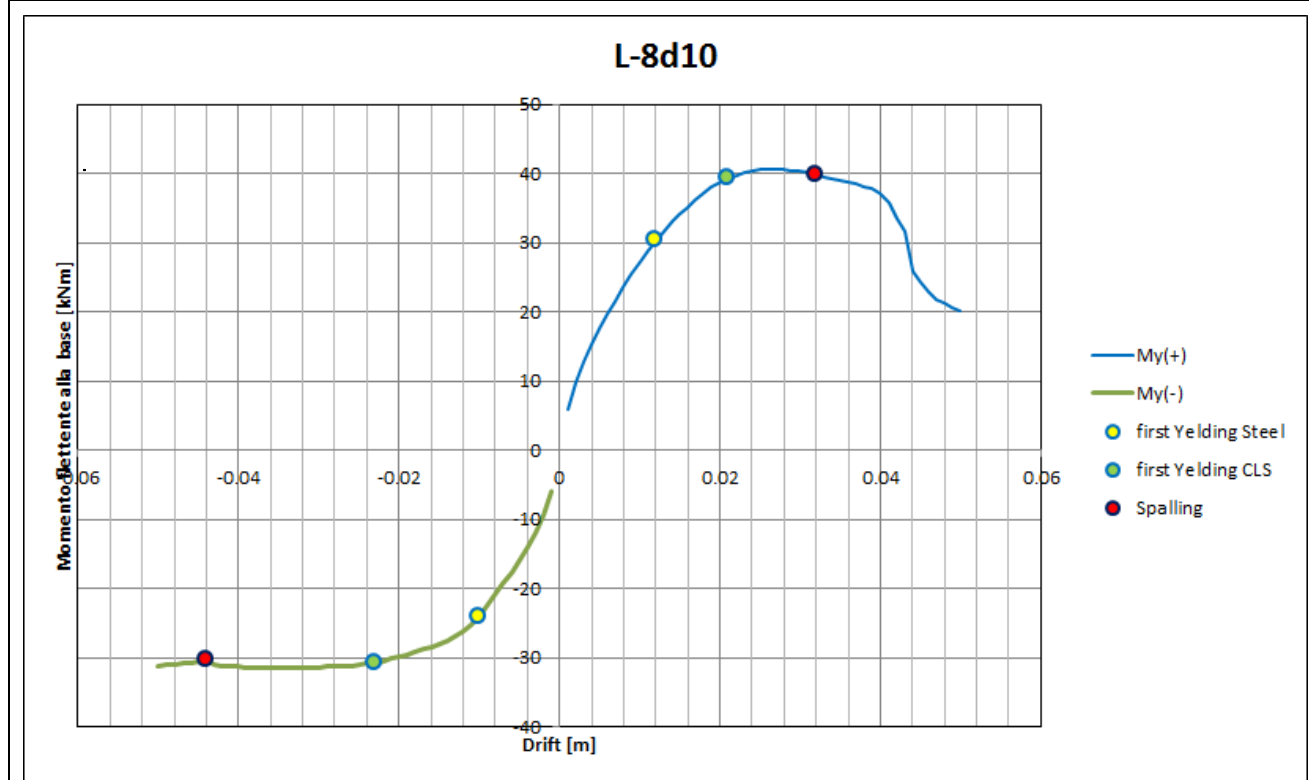
Denominazione sezione	T25x50-8 ϕ 14	
	Pilastri	47
	Sforzo assiale [kN]	320
	Armature longitudinali	8 Φ 14
	Staffe	Φ 6/100
		$L_{h,1}$ [mm] 470
		$L_{h,2}$ [mm] 100
		$L_{h,3}$ [mm] 270
		$L_{h,4}$ [mm] 270
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=11$ - $K=1.17$ - $e_{c0}=0.00234$ - $e_{c1}=0.023205$ - $e_{cu}=0.025526$ - $Z=38.34$ 	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

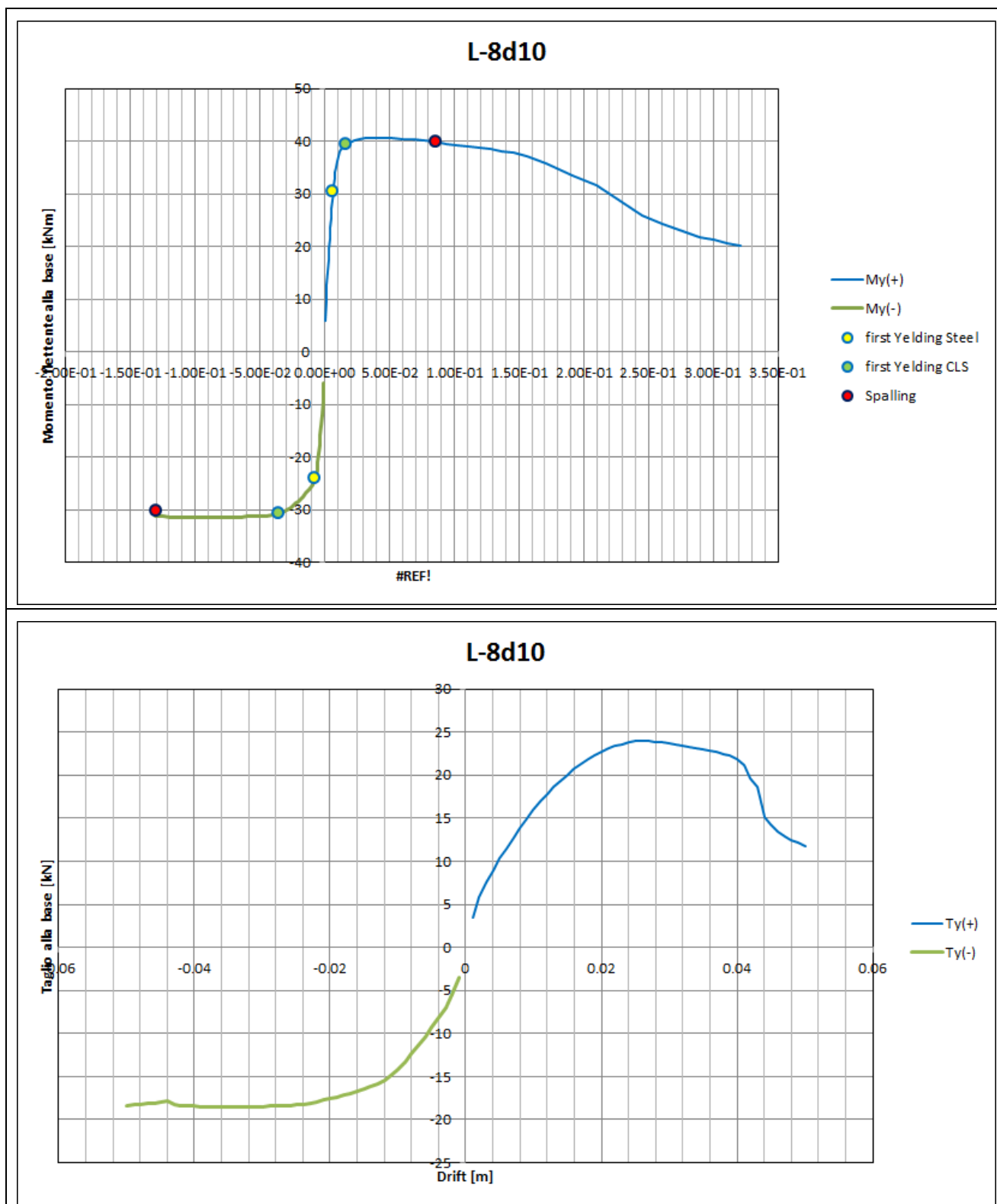


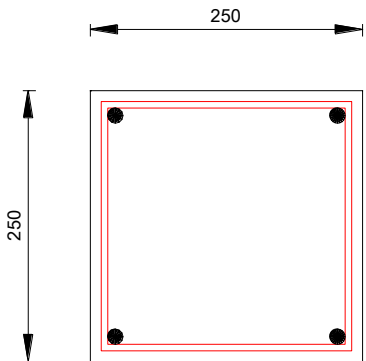


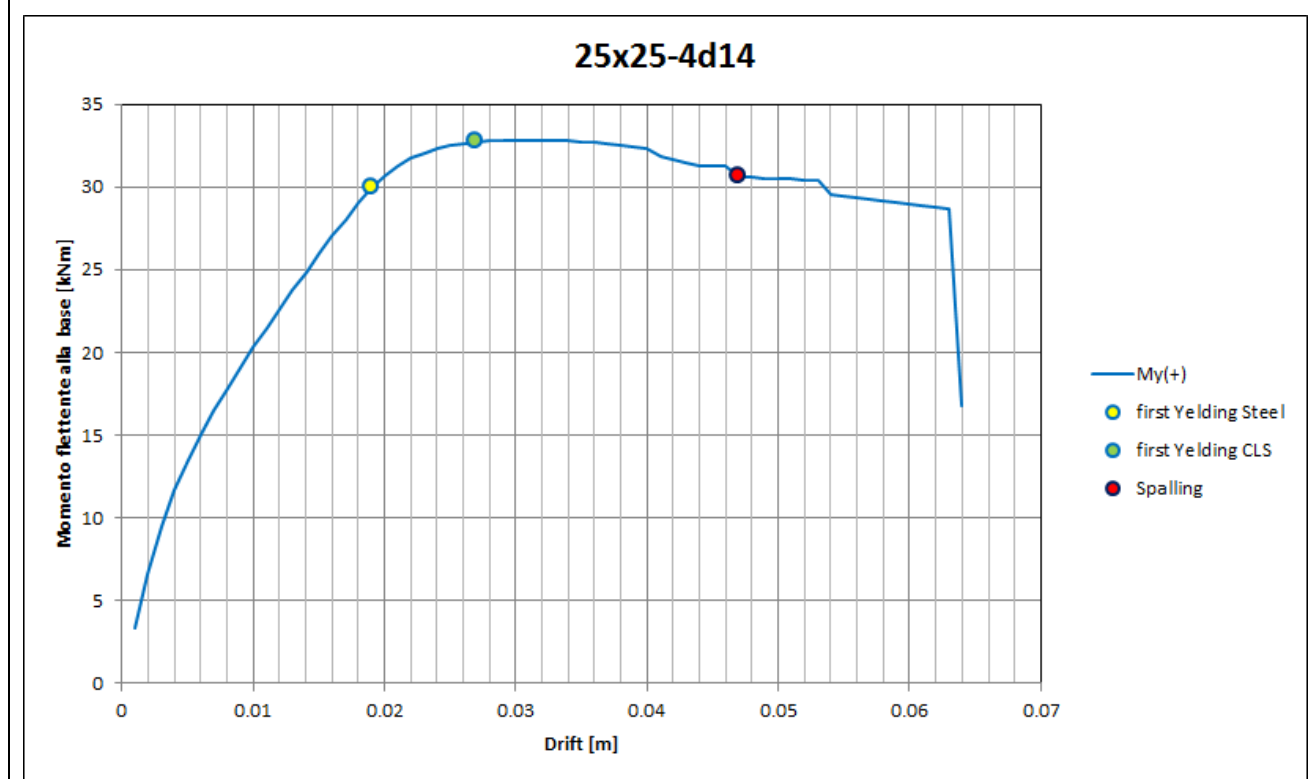
4.3.3 Pilastri del piano primo

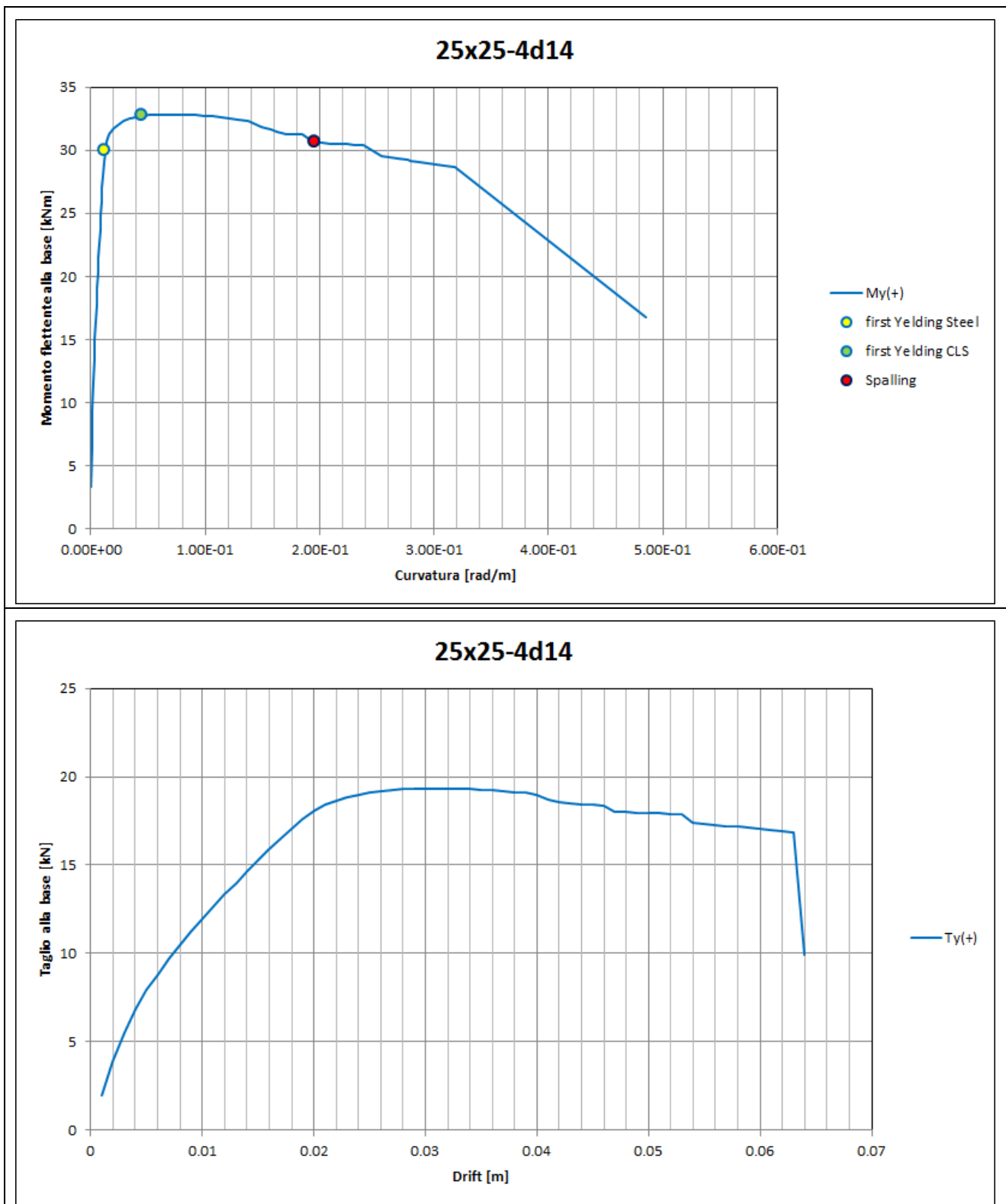
Denominazione sezione	L-8 ϕ 10		
	Pilastri	1 9 43 51	
	Sforzo assiale [kN]	86	
	Armature longitudinali	8 ϕ 10	
	Staffe	ϕ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	100
		$L_{h,2}$ [mm]	350
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=17$ - $K=1.12$ - $e_{c0}=0.00223$ - $e_{cu}=0.017219$ - $Z=59.59$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

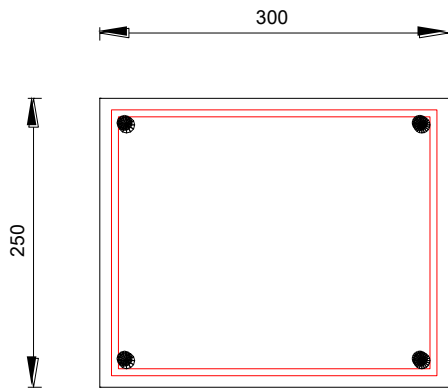


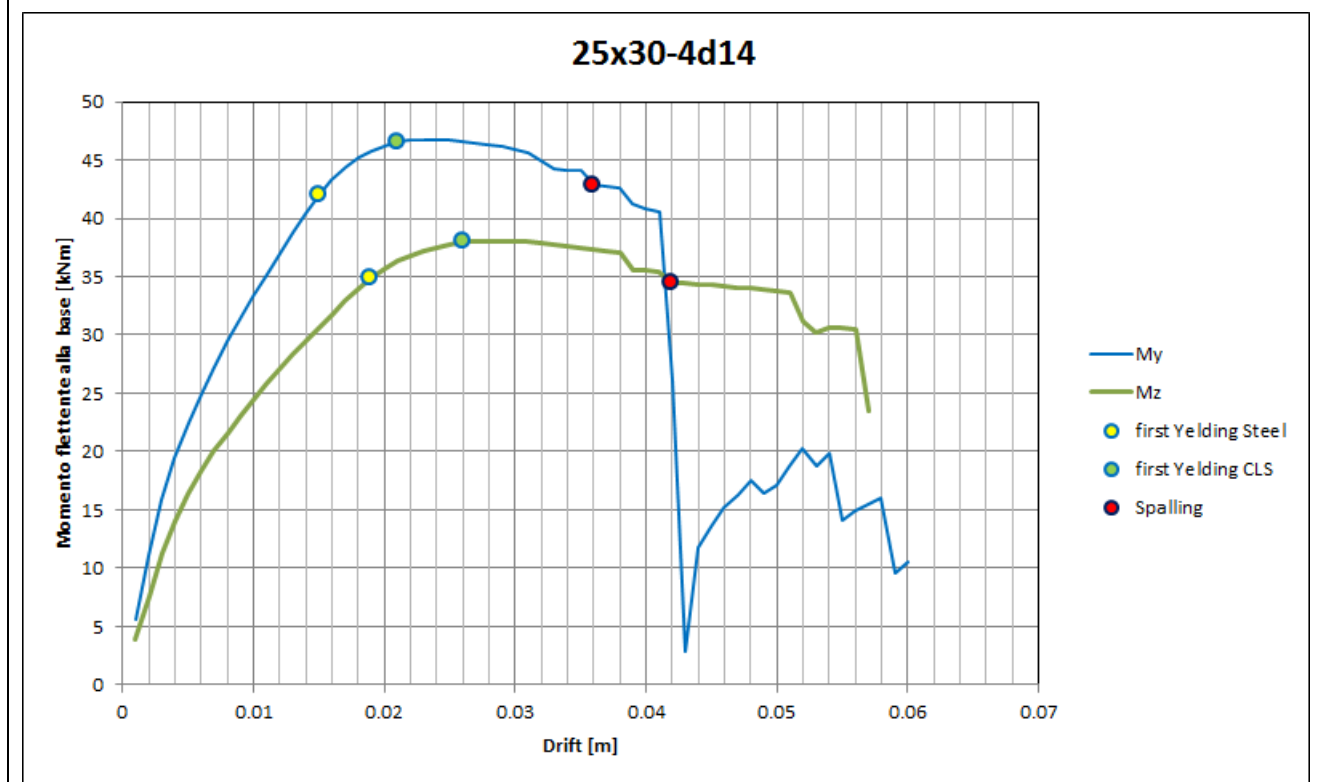


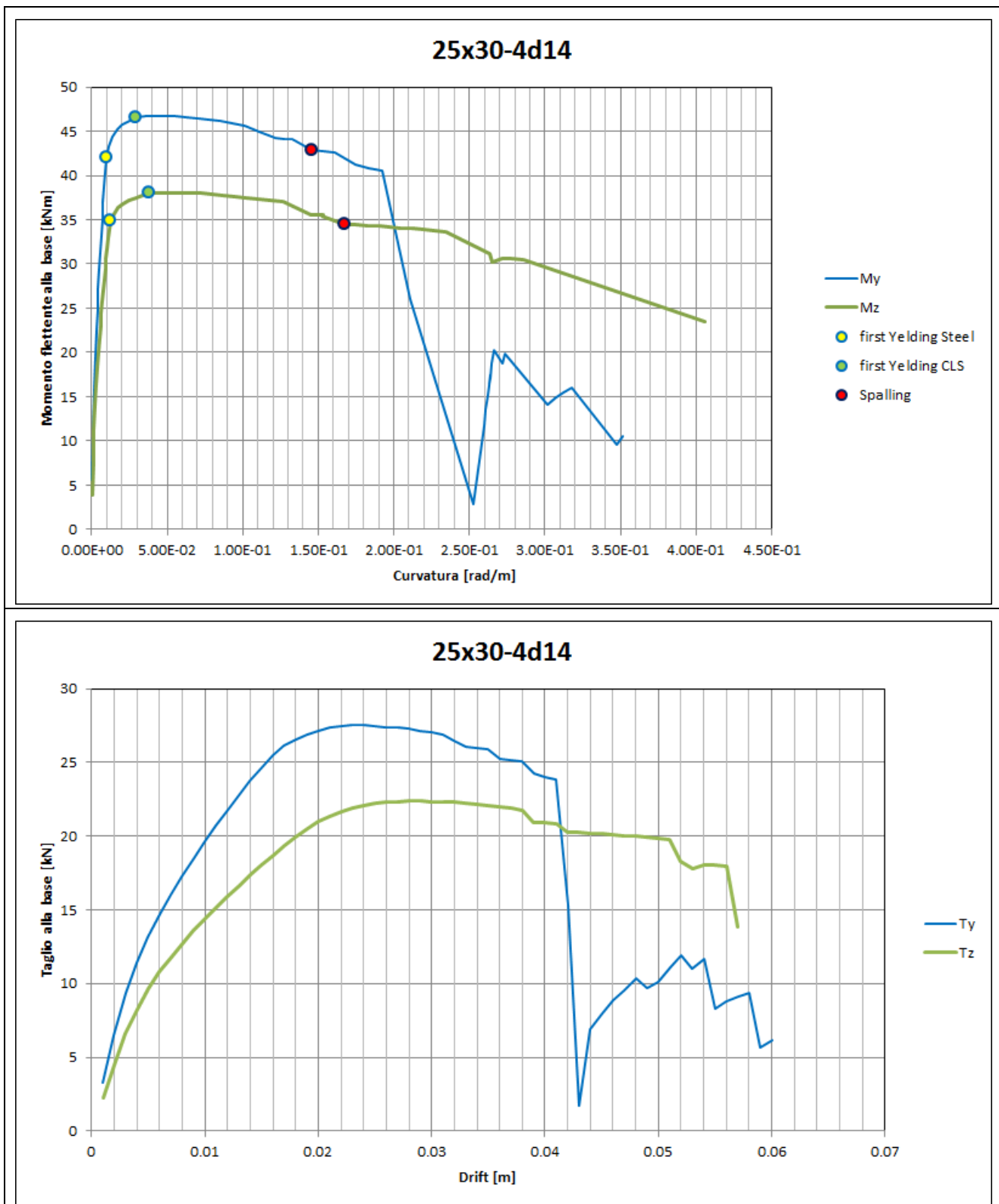
Denominazione sezione	25x25-4φ14		
	Pilastri	3 5	
	Sforzo assiale [kN]	140	
	Armature longitudinali	4Φ14	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	230
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:	
<ul style="list-style-type: none">- C8/10- f' _{cm}=17- K=1.08- e _{c0}=0.002169- e _{c1}=0.016569- e _{cu}=0.018226- Z=57.9	<ul style="list-style-type: none">- b=0.01- E=200000 N/mm²- f_{yh}=290 N/mm²		

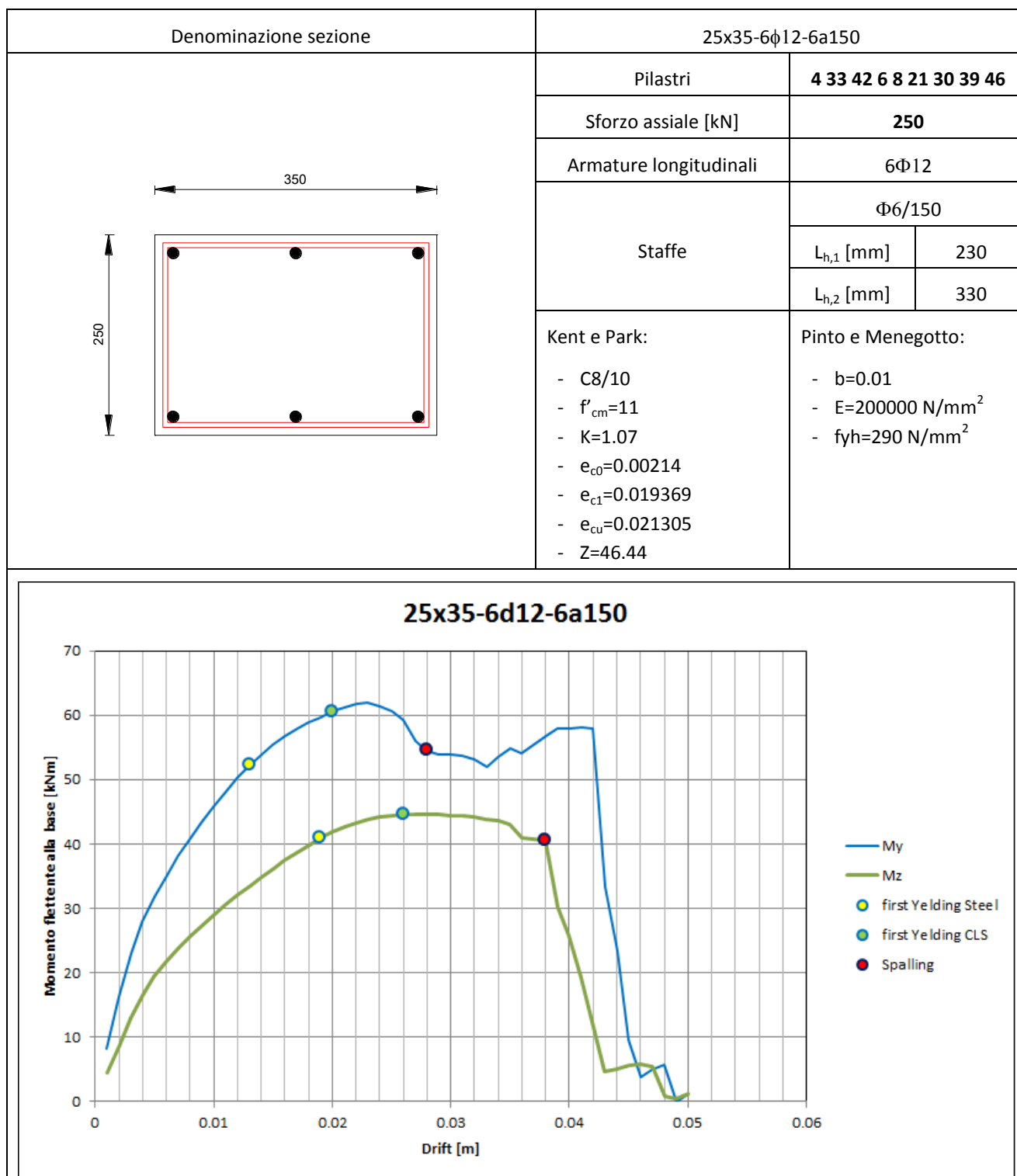


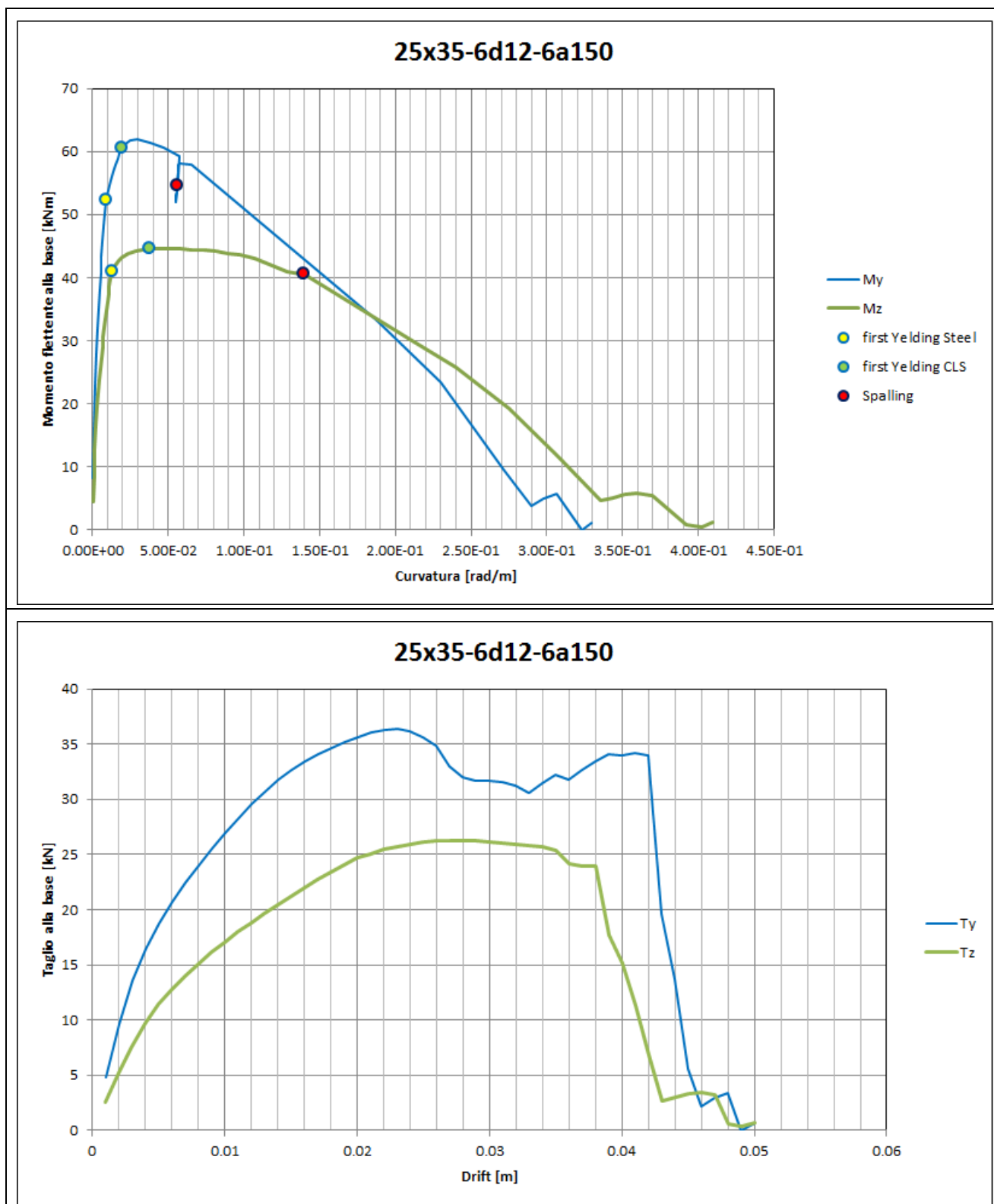


Denominazione sezione	25x30-4φ14		
	Pilastri	47	
	Sforzo assiale [kN]	196	
	Armature longitudinali	4Φ14	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	270
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:	
<ul style="list-style-type: none">- C8/10- f'cm=17- K=1.07- ec0=0.002148- ec1=0.015374- ecu=0.016911- Z=60.48	<ul style="list-style-type: none">- b=0.01- E=200000 N/mm²- fyh=290 N/mm²		

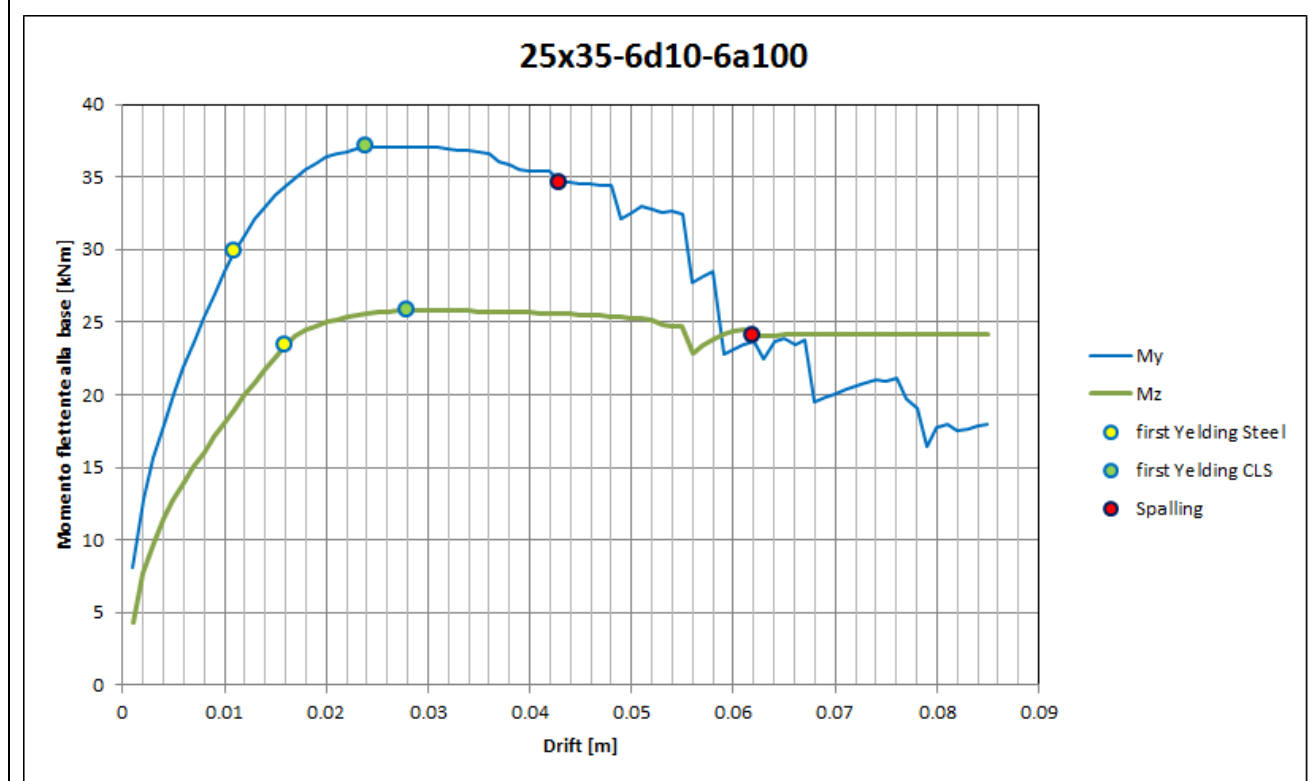


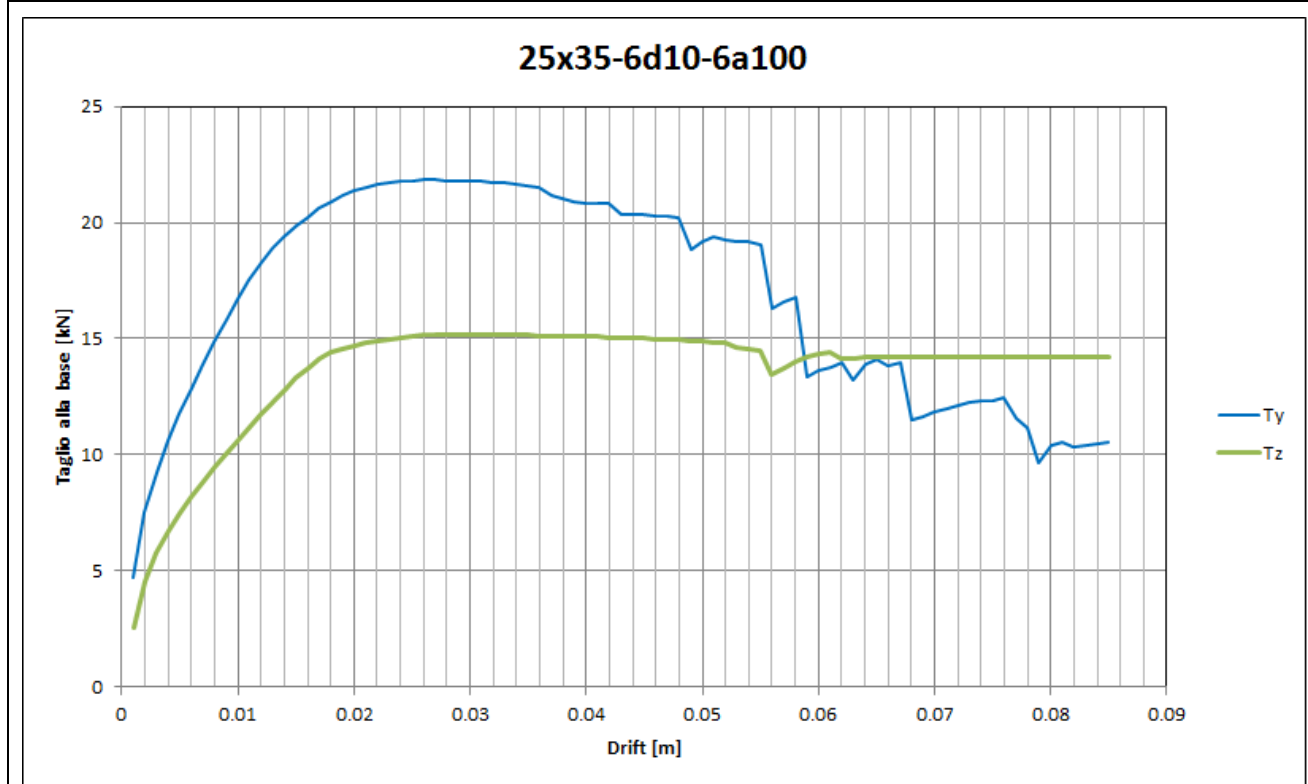
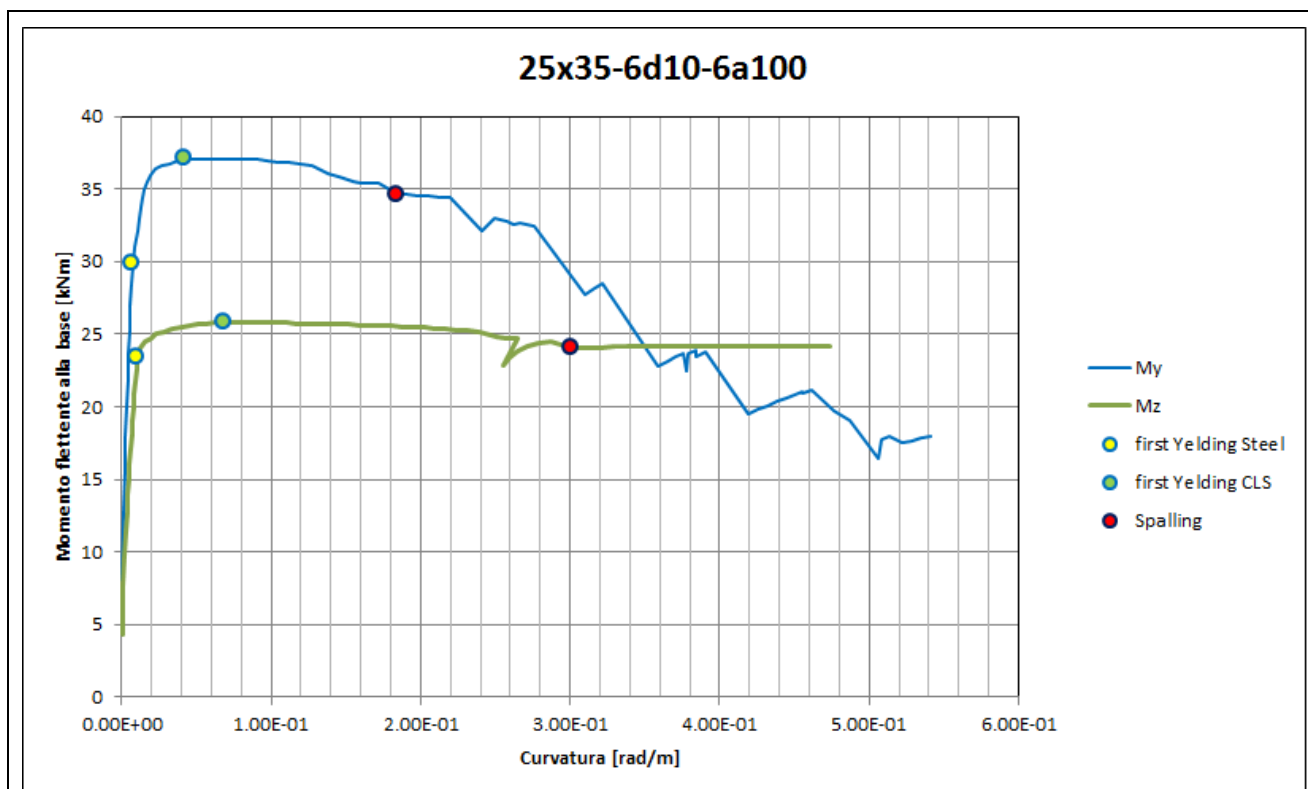




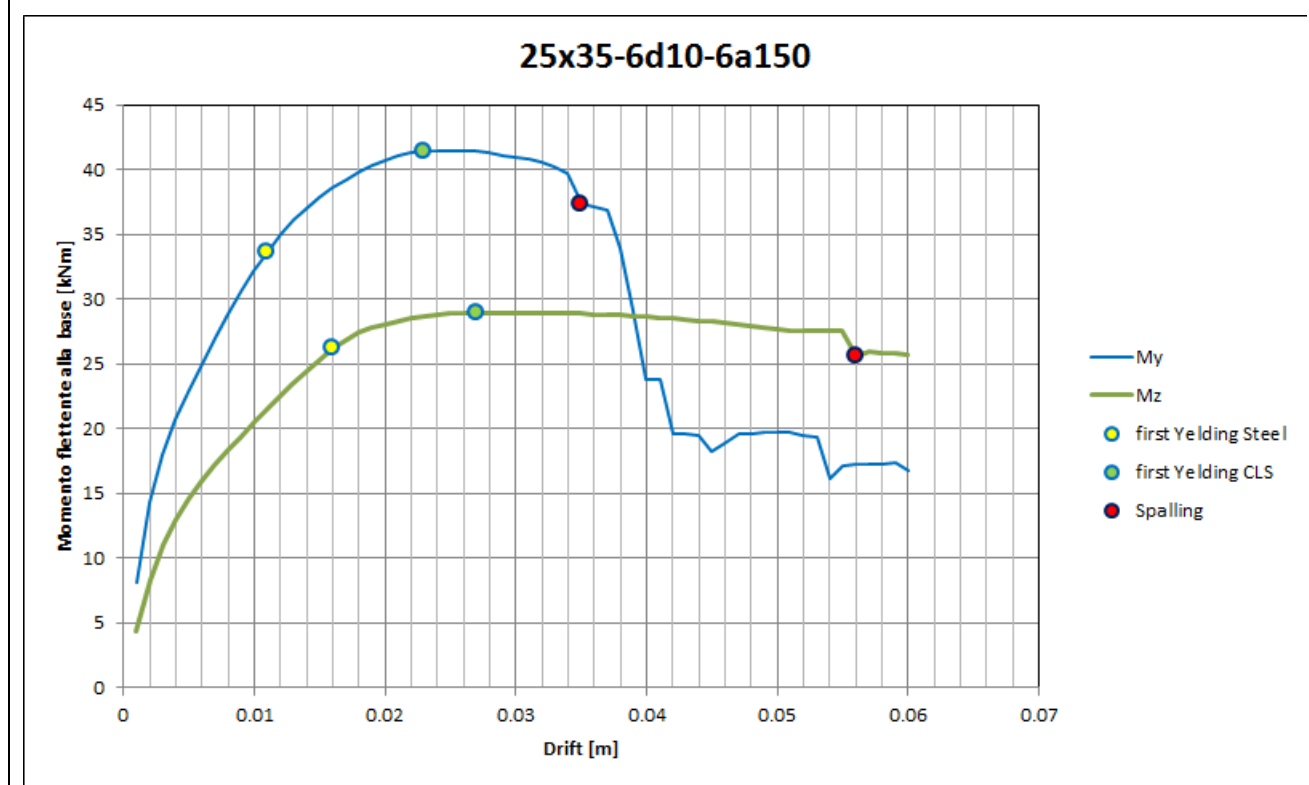


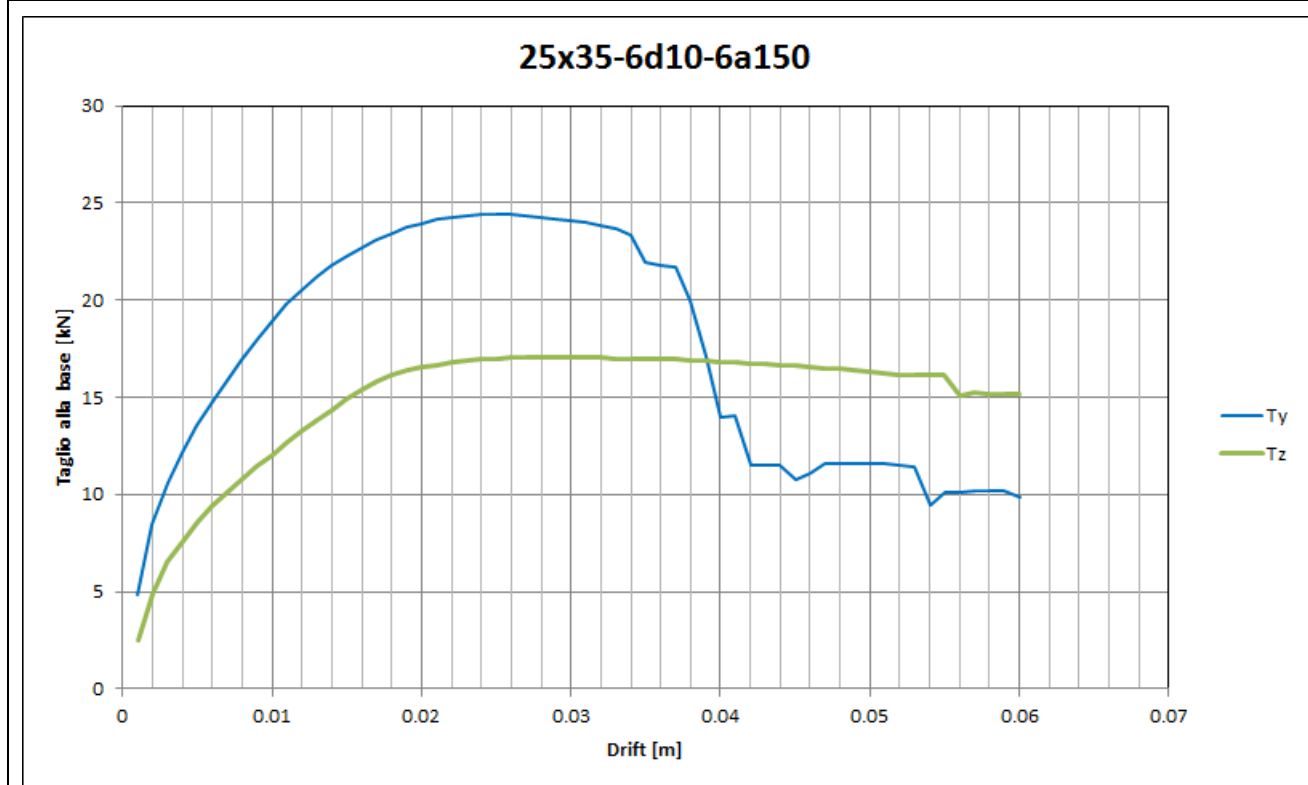
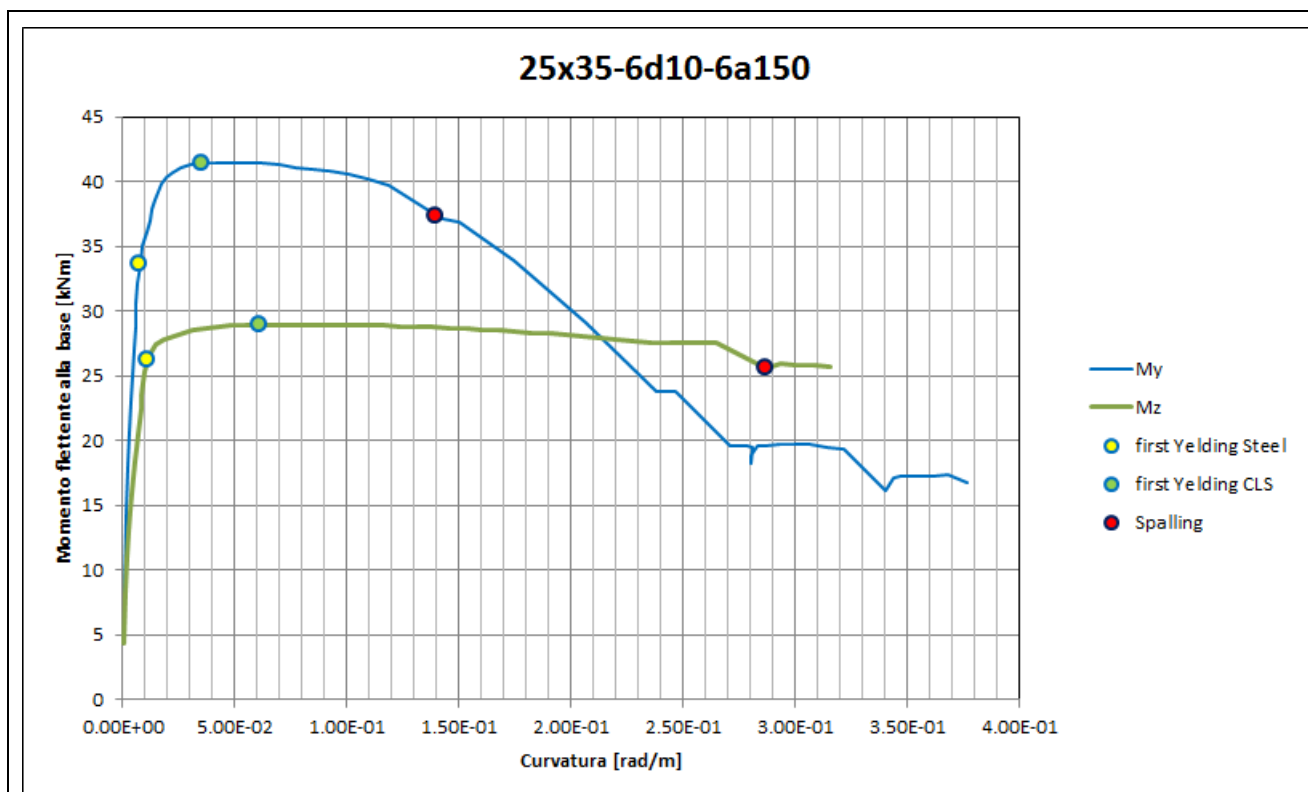
Denominazione sezione	25x35-6φ10-6a100		
	Pilastri	10 44 48 50	
	Sforzo assiale [kN]	100	
	Armature longitudinali	6Φ10	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.002145$ - $e_{c1}=0.015336$ - $e_{cu}=0.016869$ - $Z=60.65$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

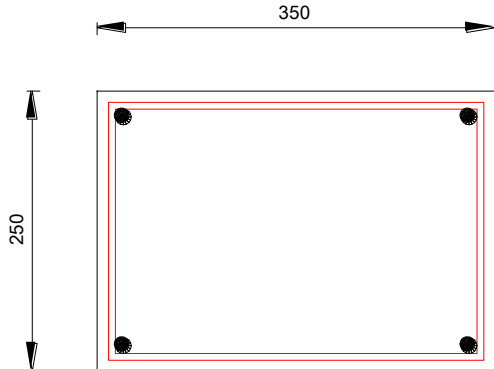


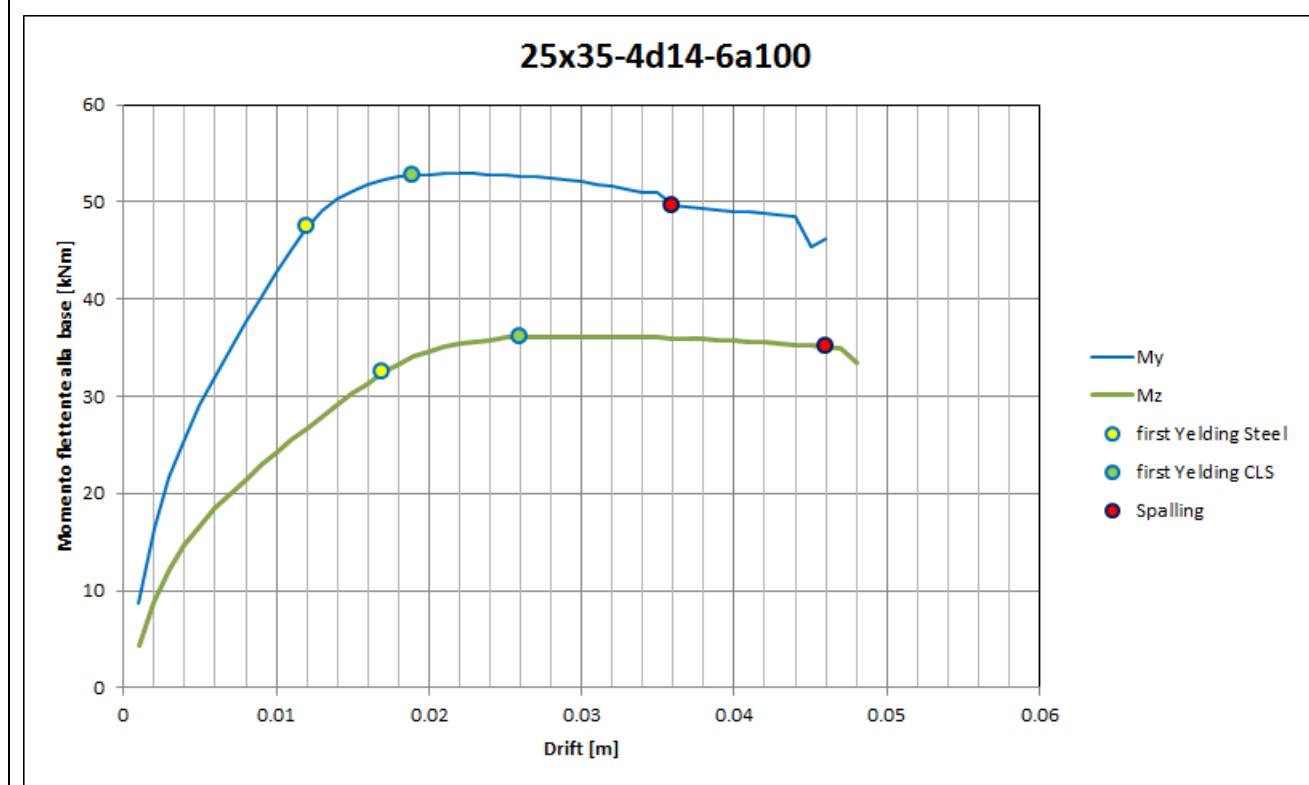


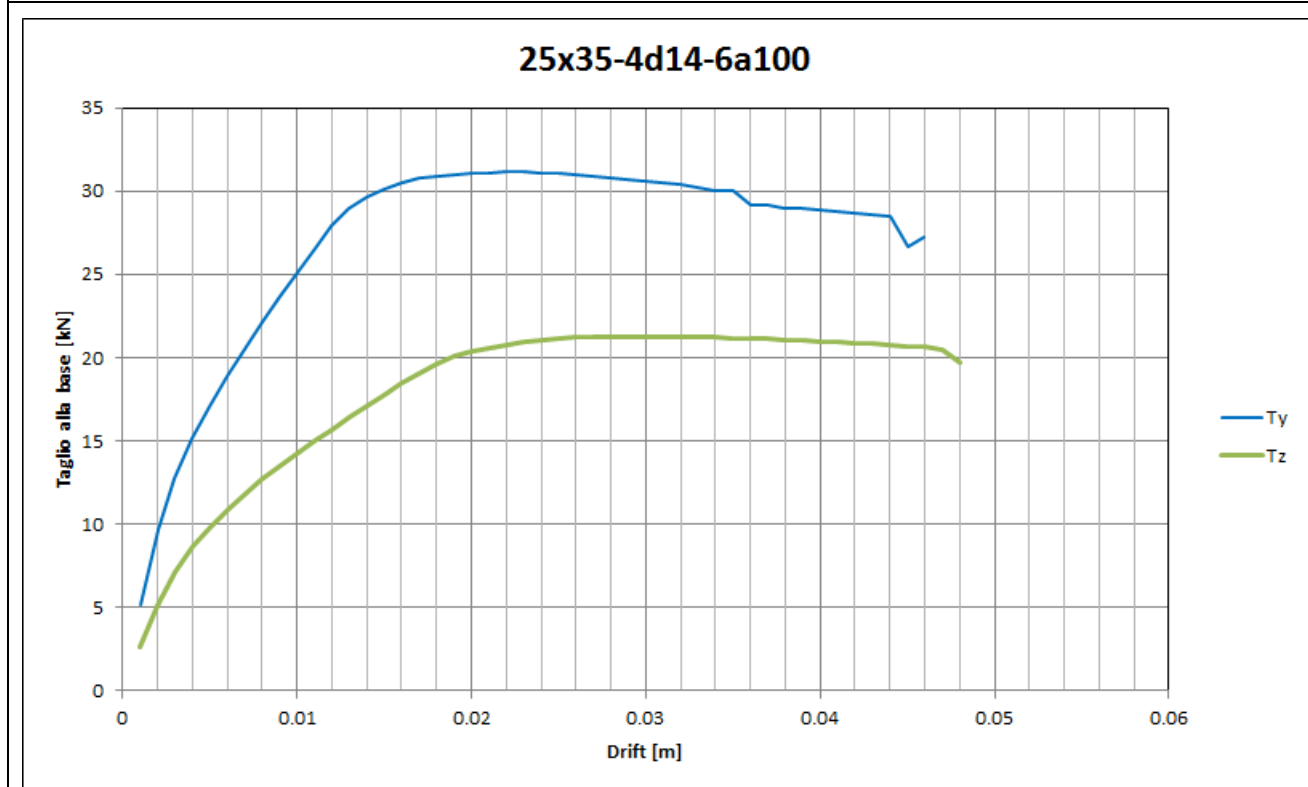
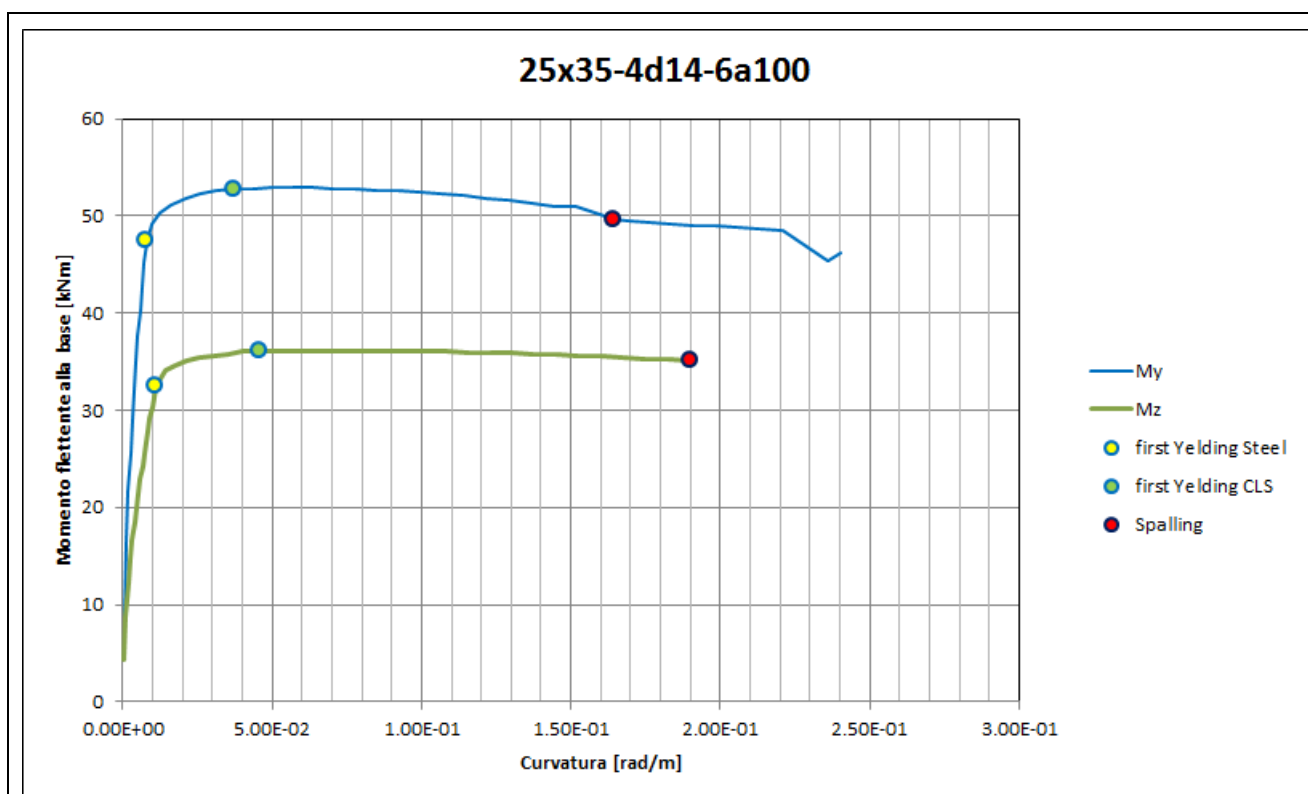
Denominazione sezione	25x35-6φ10-6a150	
	Pilastri	4 33 42 6 8 21 30 39 46
	Sforzo assiale [kN]	134
	Armature longitudinali	6Φ10
	Staffe	Φ6/150
		L _{h,1} [mm] 230
		L _{h,2} [mm] 330
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=17$ - $K=1.05$ - $e_{c0}=0.002097$ - $e_{cu}=0.011414$ - $e_{cu}=0.012555$ - $Z=85.81$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

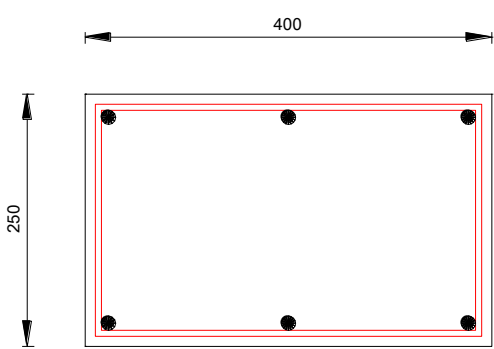


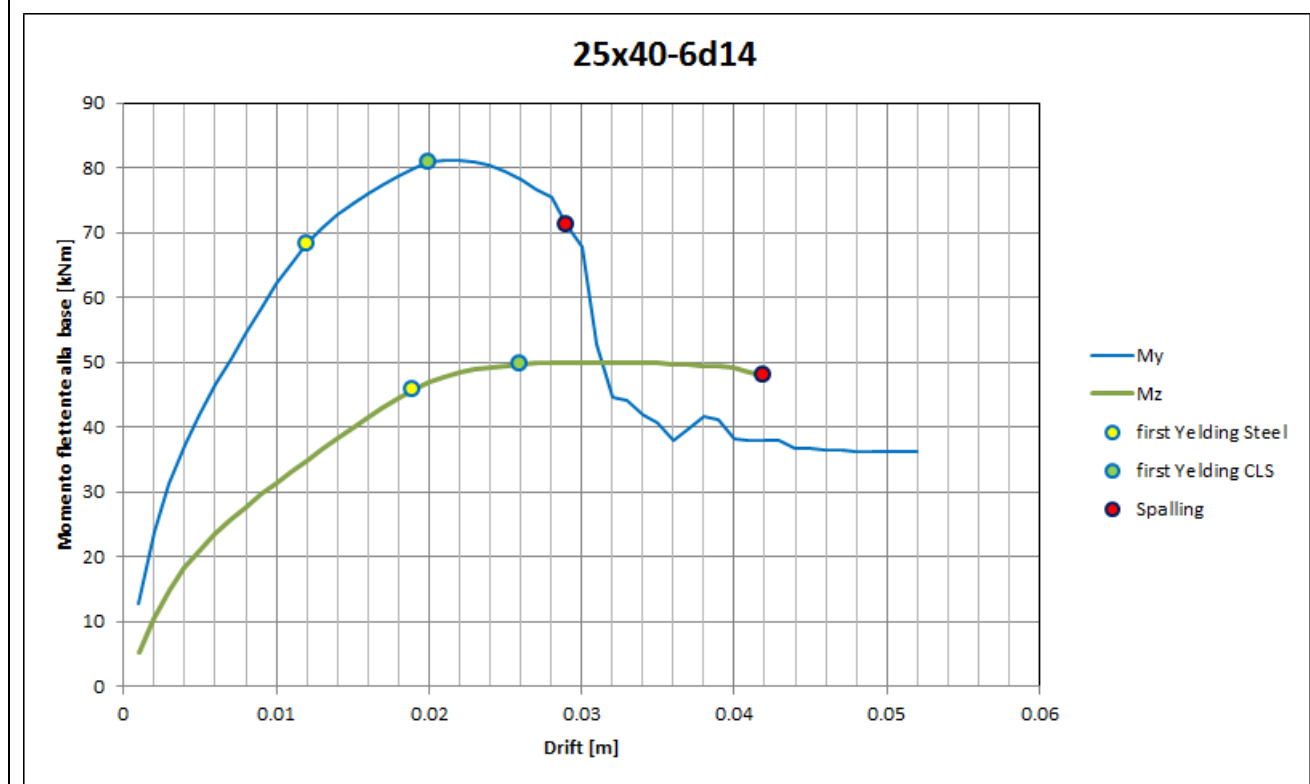


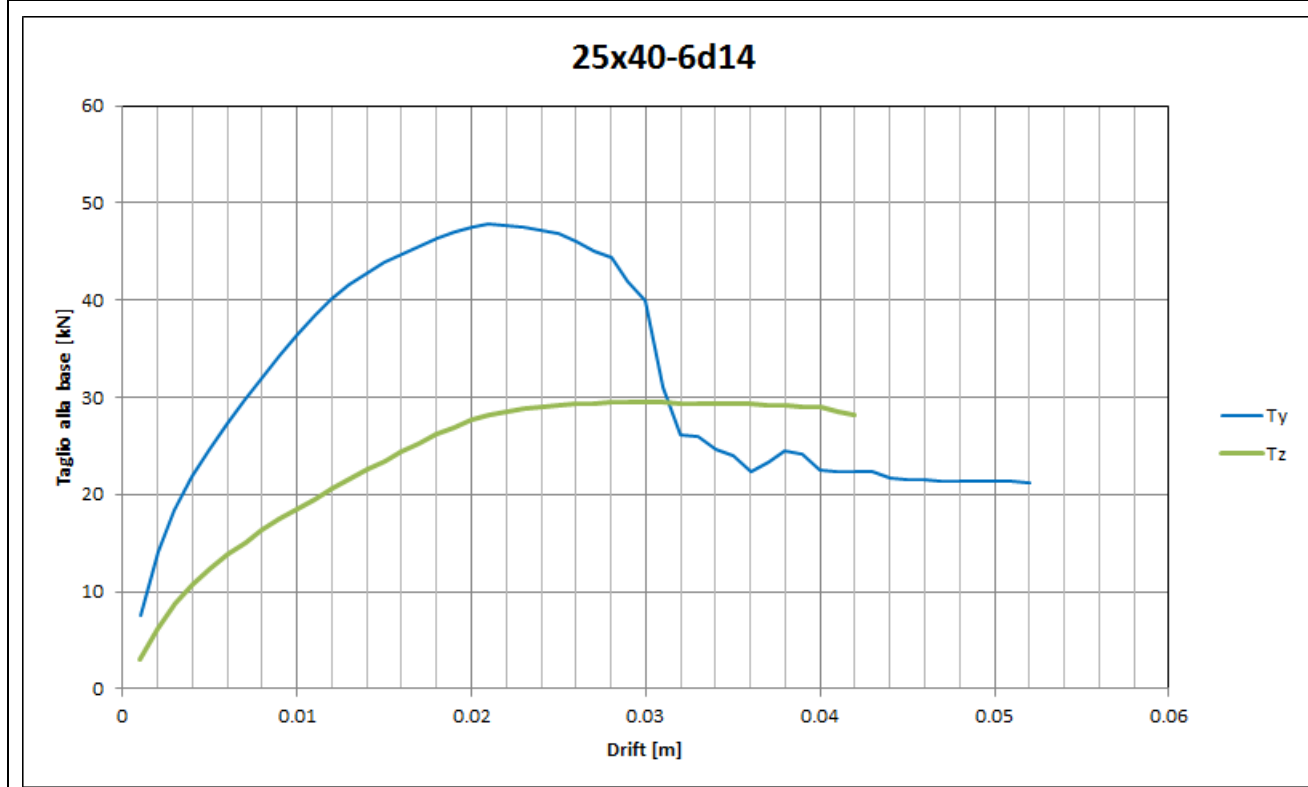
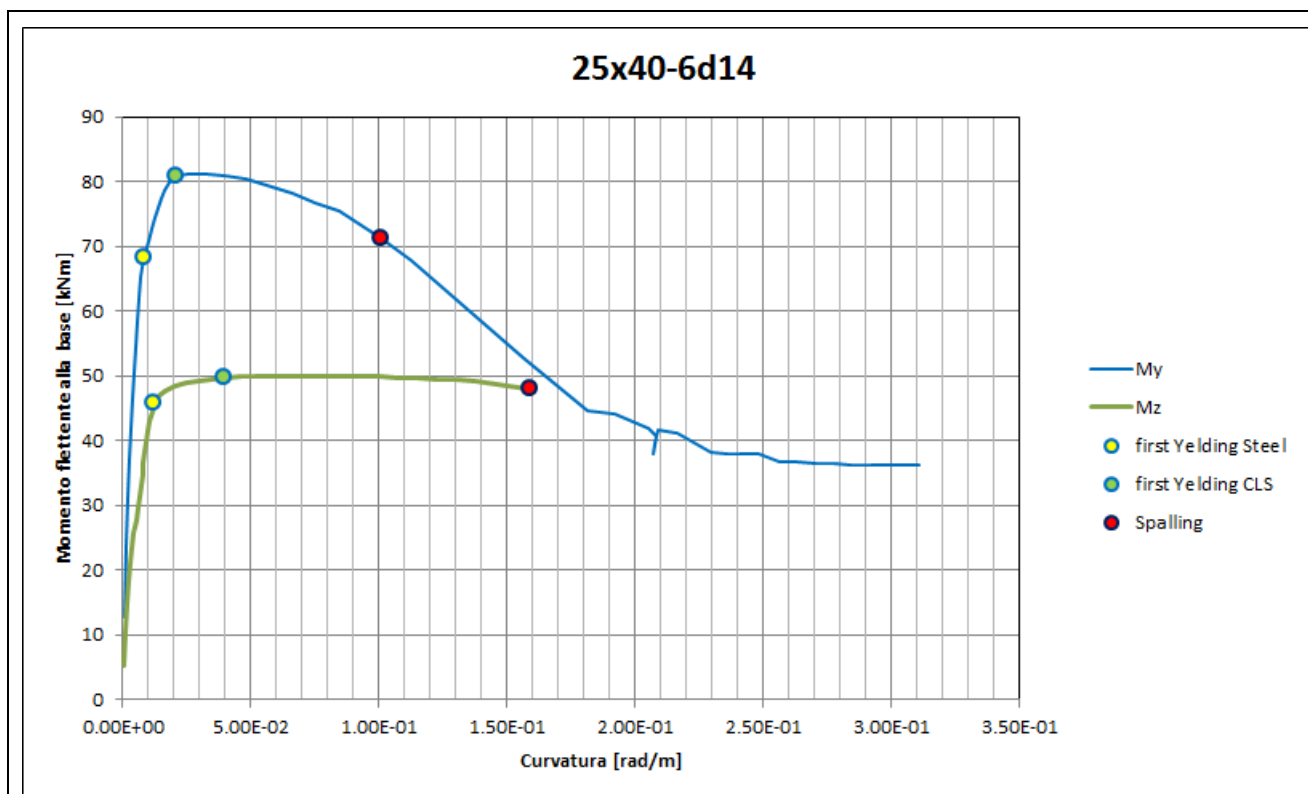
Denominazione sezione	25x35-4ϕ14-6a100		
	Pilastri	12 24	
	Sforzo assiale [kN]	169	
	Armature longitudinali	4Φ14	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:	
<ul style="list-style-type: none">- C8/10- f' _{cm}=16- K=1.07- e _{c0}=0.002145- e _{c1}=0.015336- e _{cu}=0.016869- Z=60.65	<ul style="list-style-type: none">- b=0.01- E=200000 N/mm²- f_{yh}=290 N/mm²		

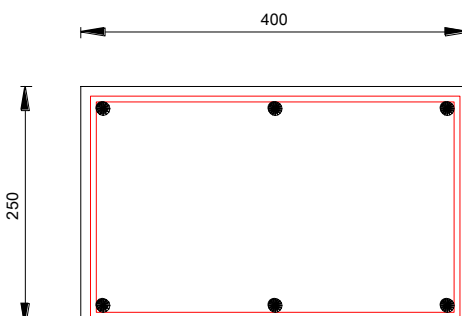


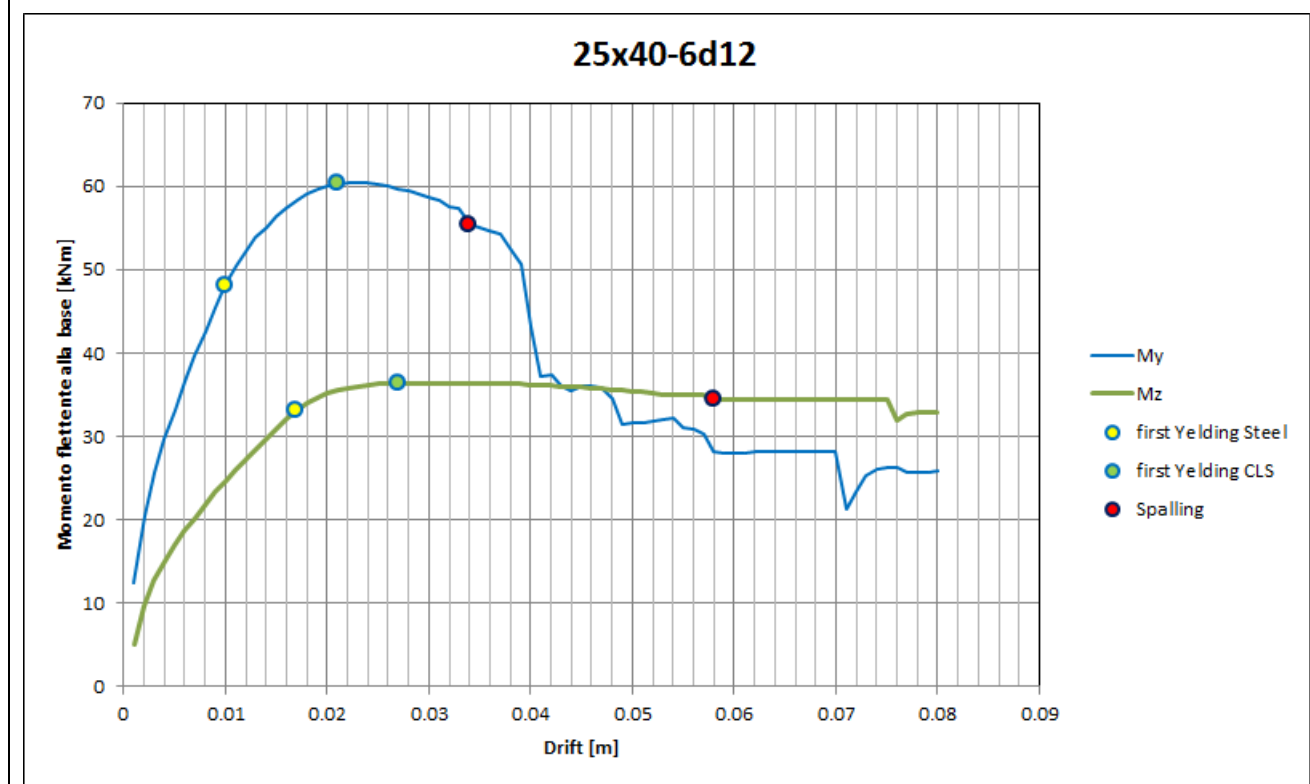


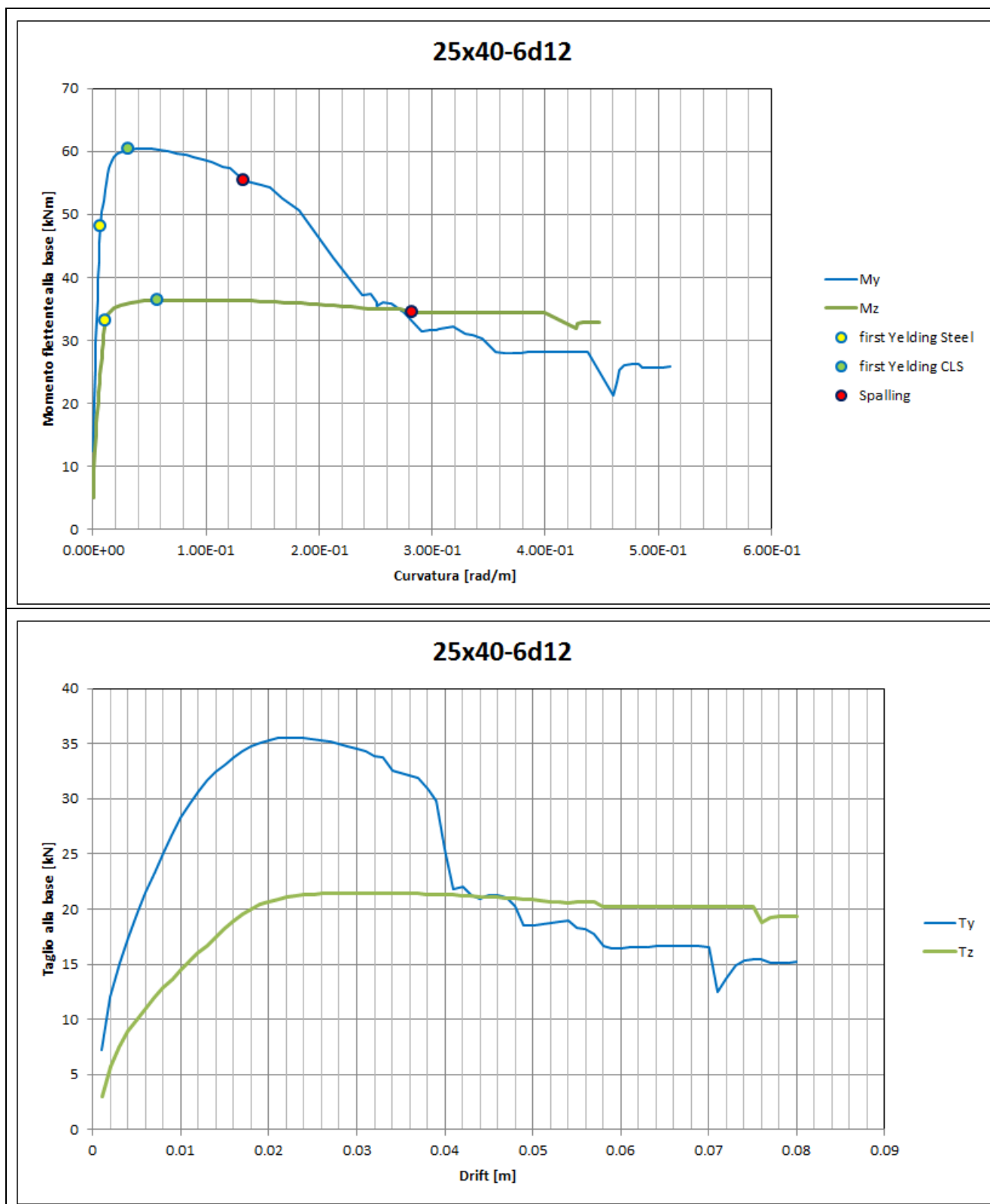
Denominazione sezione	25x40-6φ14		
	Pilastri	7 11 14 18 22 32 40 13 25 34 38 45 49 23 31 41	
	Sforzo assiale [kN]	222	
	Armature longitudinali	6Φ14	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	370
		L _{h,2} [mm]	230
	Kent e Park: - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.002139$ - $e_{c1}=0.015026$ - $e_{cu}=0.016529$ - $Z=62.08$		
	Pinto e Menegotto: - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$		



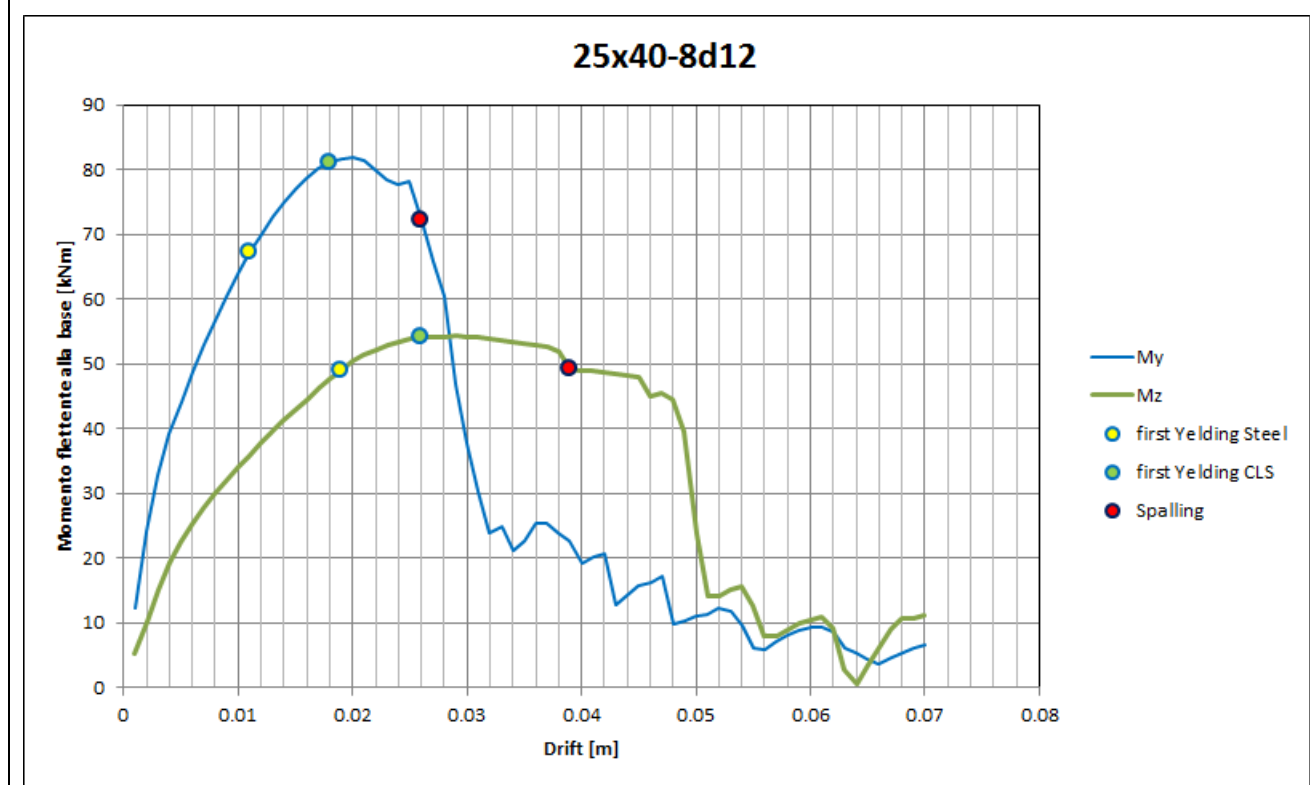


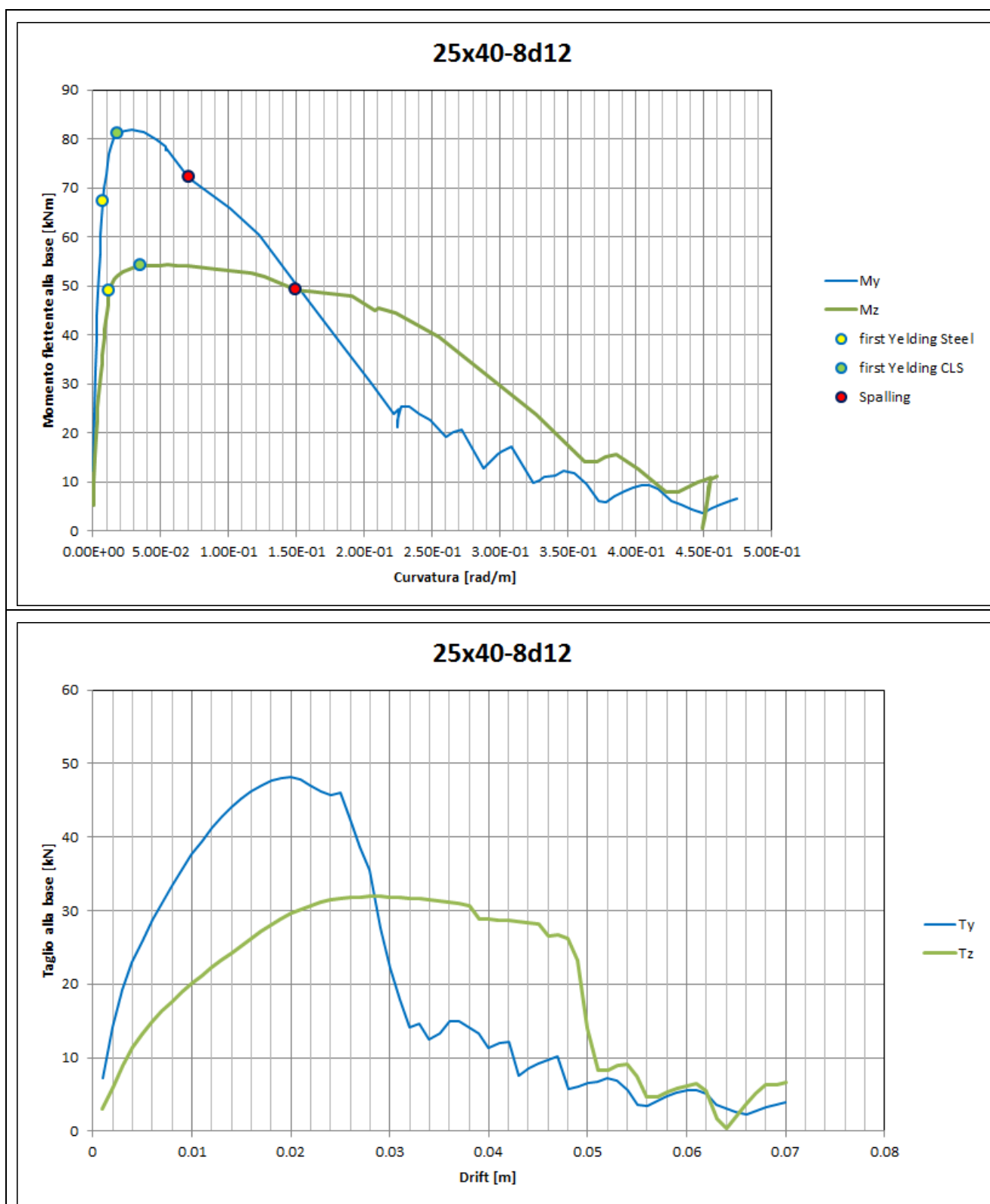
Denominazione sezione	25x40-6 ϕ 12	
	Pilastrì	7 13 25 34 38 45 49 23 31 41 20 29
	Sforzo assiale [kN]	148
	Armature longitudinali	6 ϕ 12
	Staffe	ϕ 6/100
		L _{h,1} [mm] 370
		L _{h,2} [mm] 230
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=17$ - K=1.07 - $e_{c0}=0.002139$ - $e_{c1}=0.014431$ - $e_{cu}=0.015874$ - Z=65.04 	<ul style="list-style-type: none"> - b=0.01 - E=200000 N/mm² - $f_{yh}=290$ N/mm²

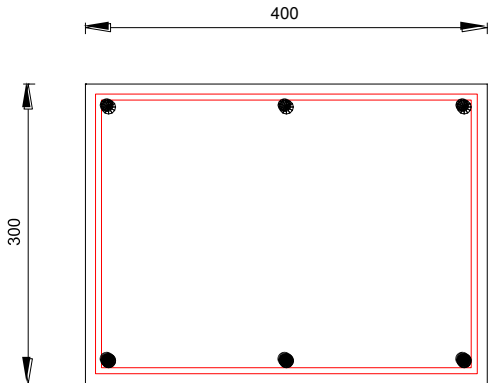


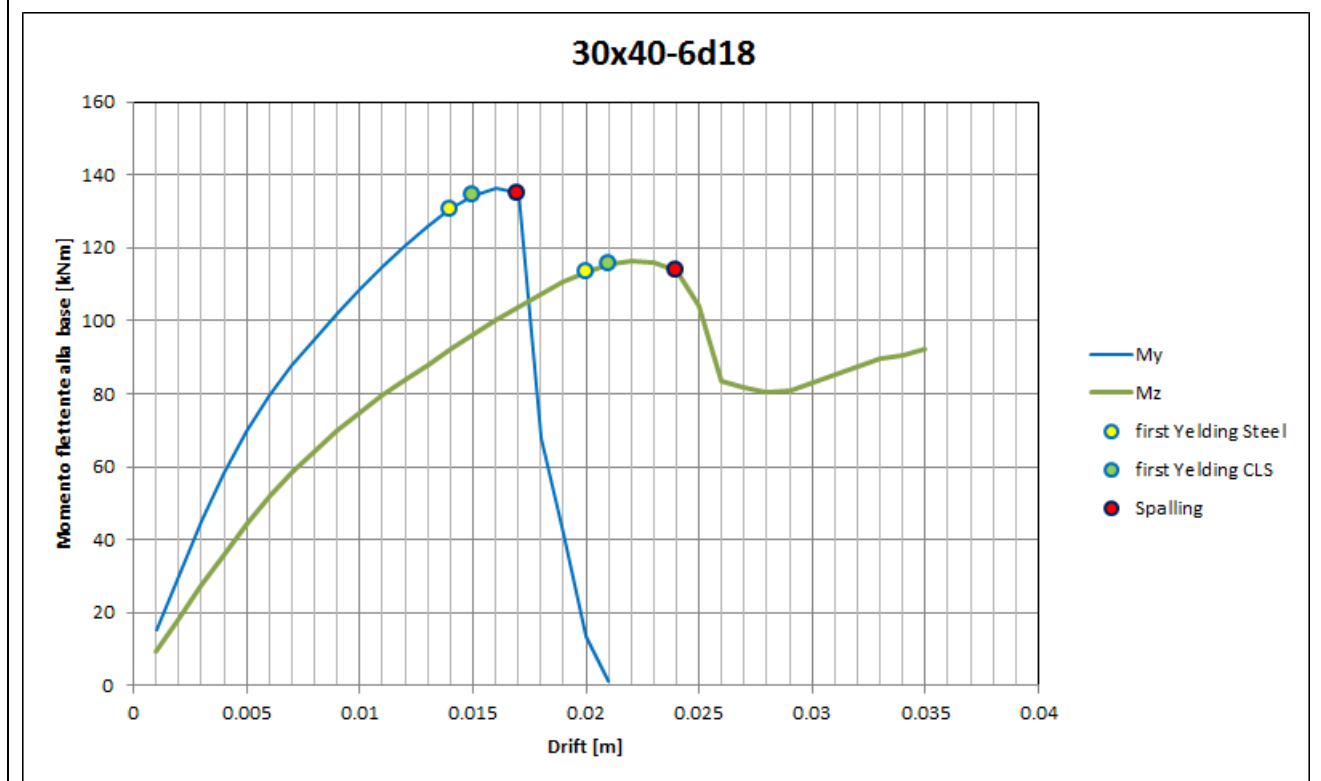


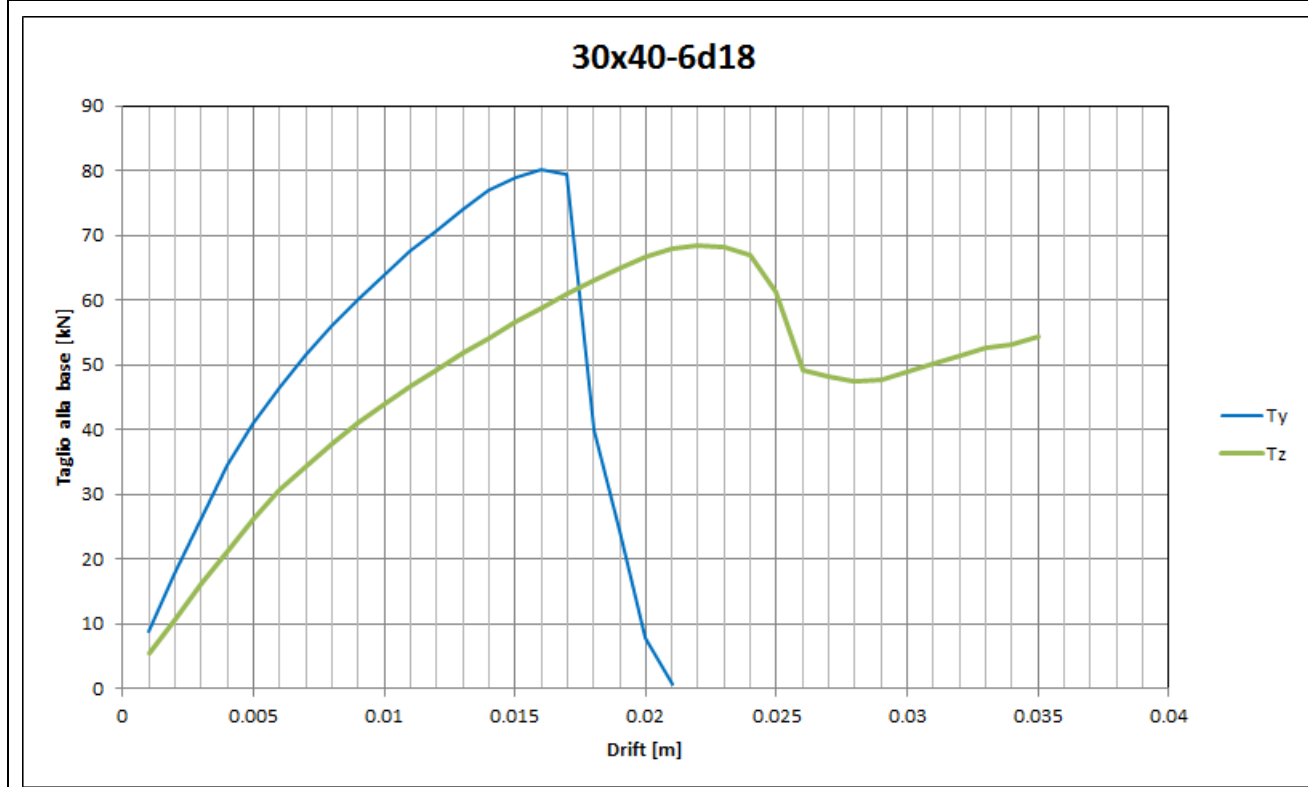
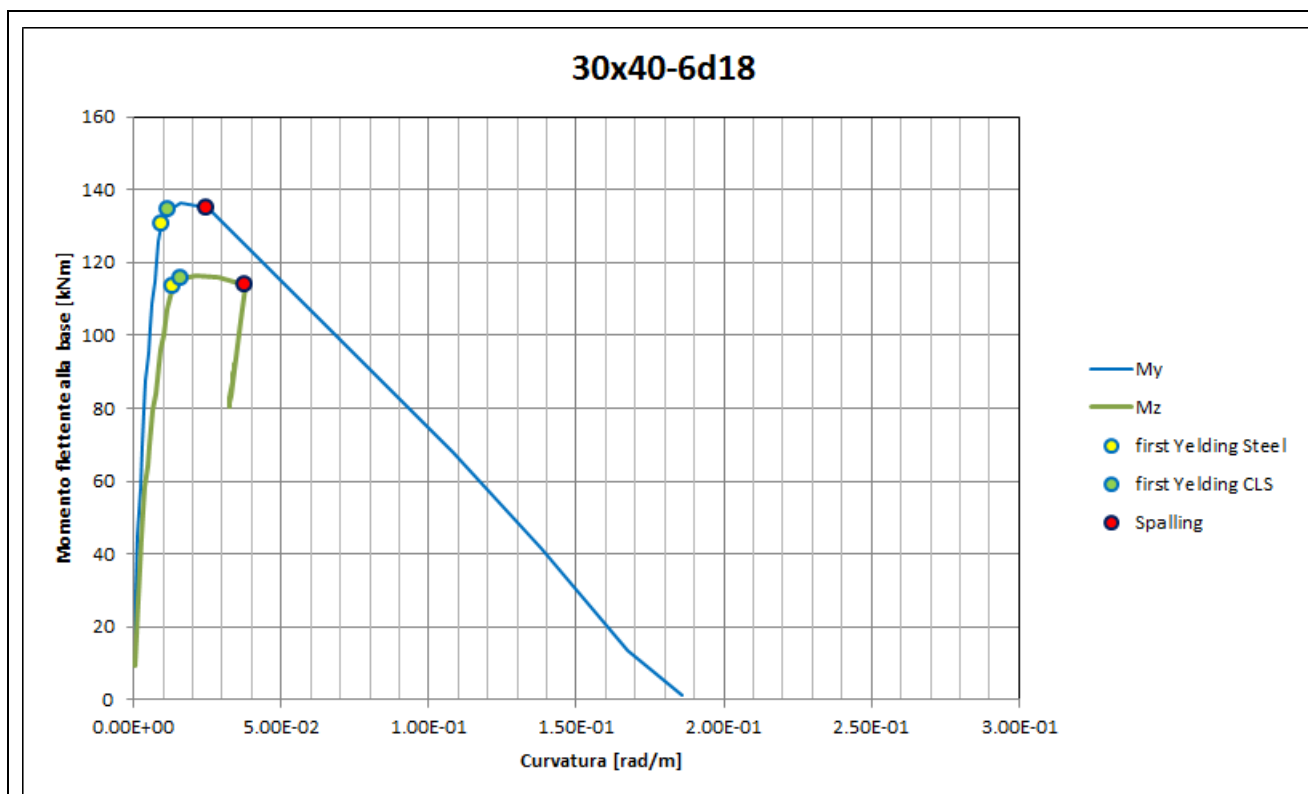
Denominazione sezione	25x40-8 ϕ 12		
	Pilastri	15 16 19	
	Sforzo assiale [kN]	280	
	Armature longitudinali	8 Φ 12	
	Staffe	Φ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	370
		$L_{h,2}$ [mm]	230
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=17$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.002139$ - $e_{c1}=0.015026$ - $e_{cu}=0.016529$ - $Z=62.08$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

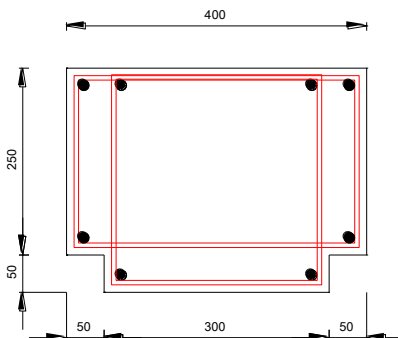


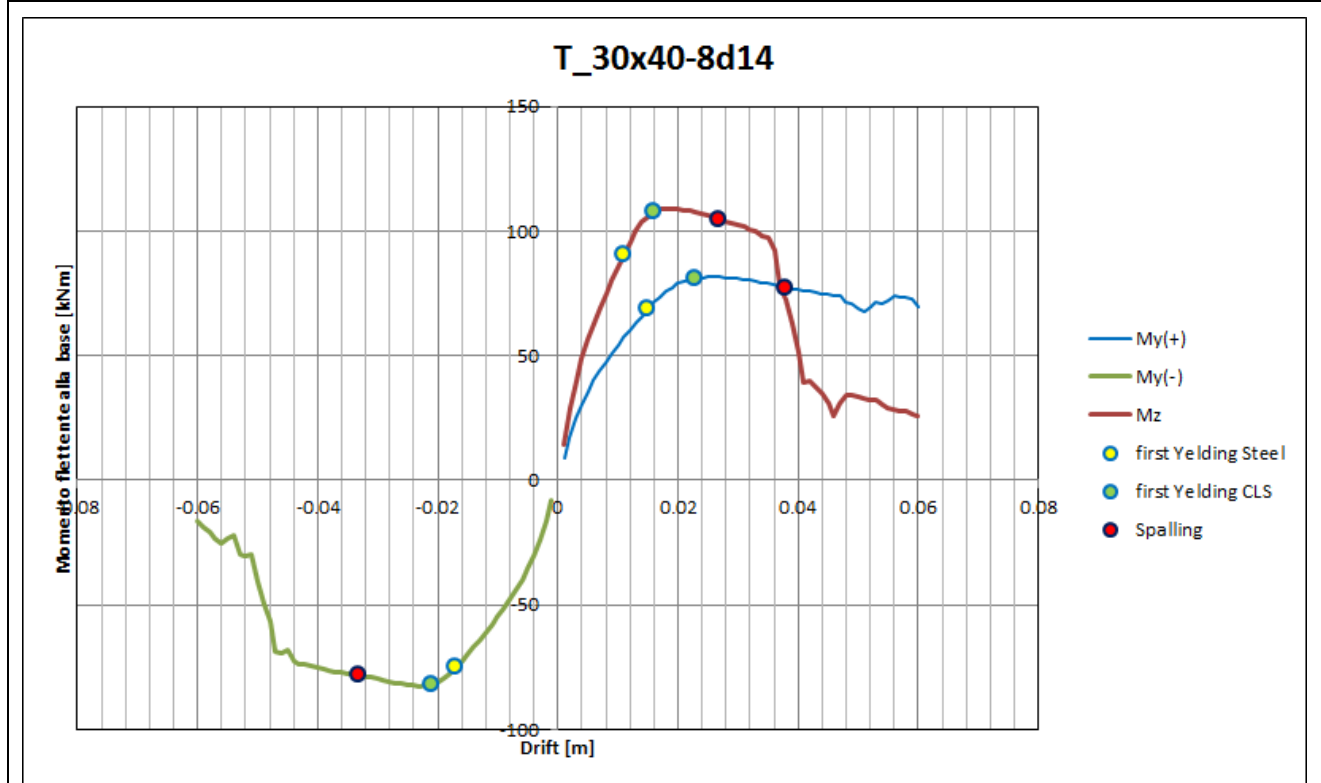


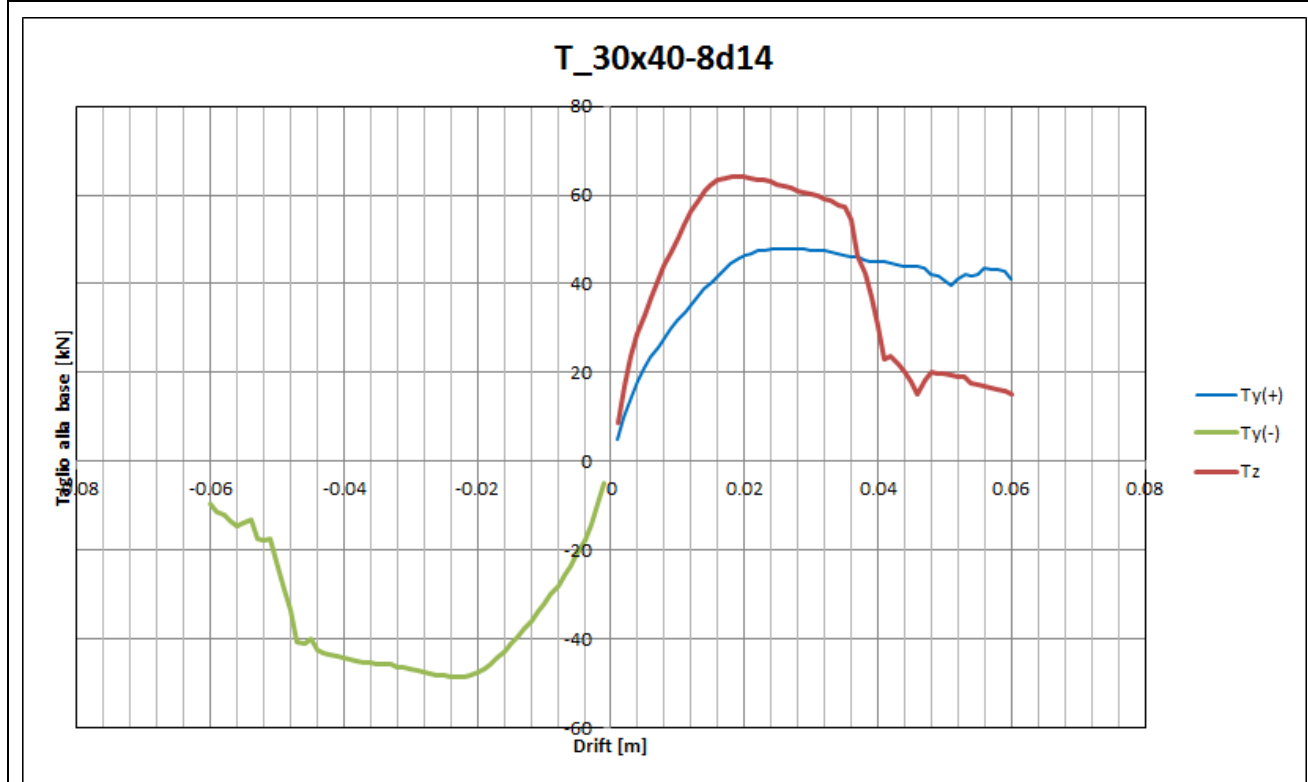
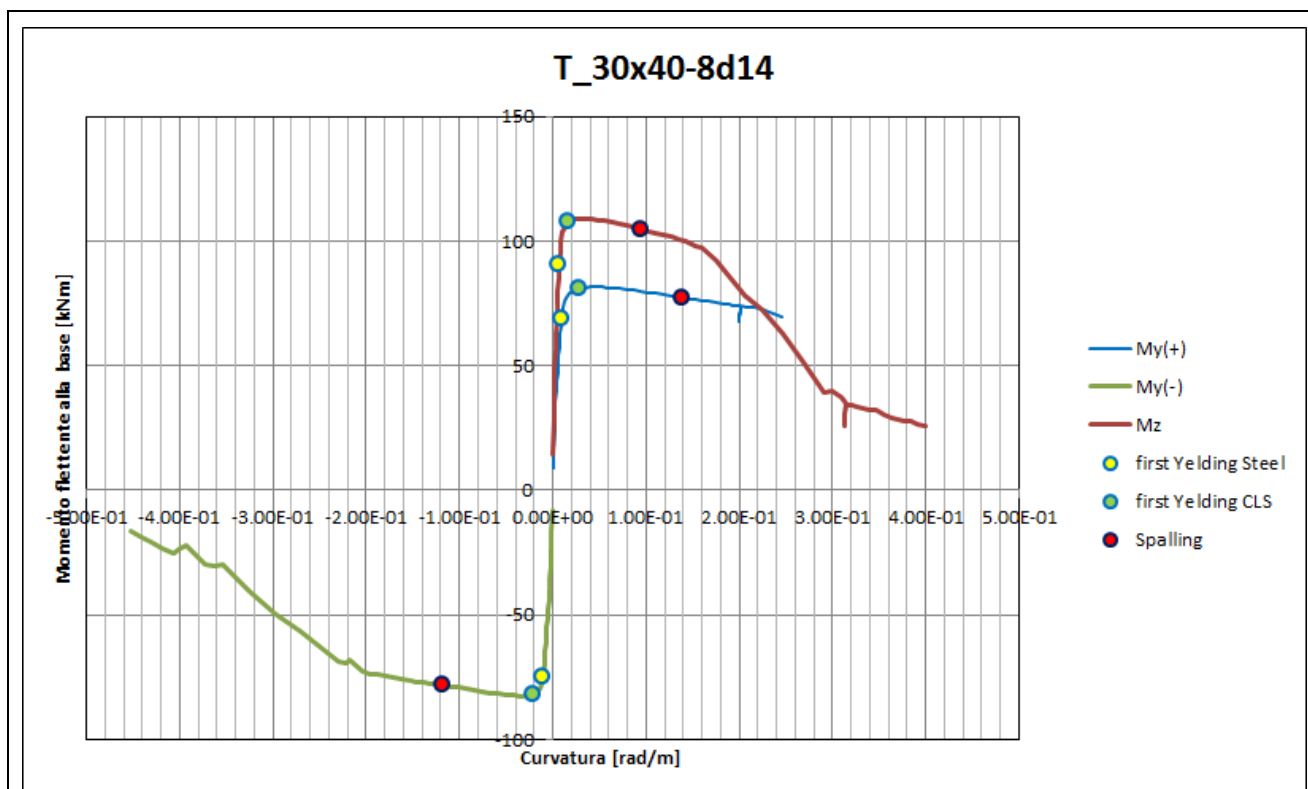
Denominazione sezione	30x40-6 ϕ 18		
	Pilastri	27 36	
	Sforzo assiale [kN]	648	
	Armature longitudinali	6 ϕ 18	
	Staffe	ϕ 6/100	
		L _{h,1} [mm]	370
		L _{h,2} [mm]	270
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=17$ - K=1.06 - $e_{c0}=0.002119$ - $e_{c1}=0.014342$ - $e_{cu}=0.015776$ - Z=65.45 		<ul style="list-style-type: none"> - b=0.01 - E=200000 N/mm² - $f_{yh}=290$ N/mm²



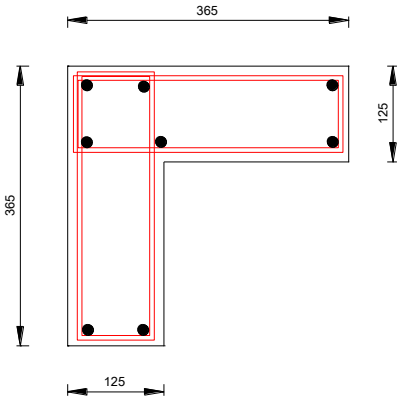


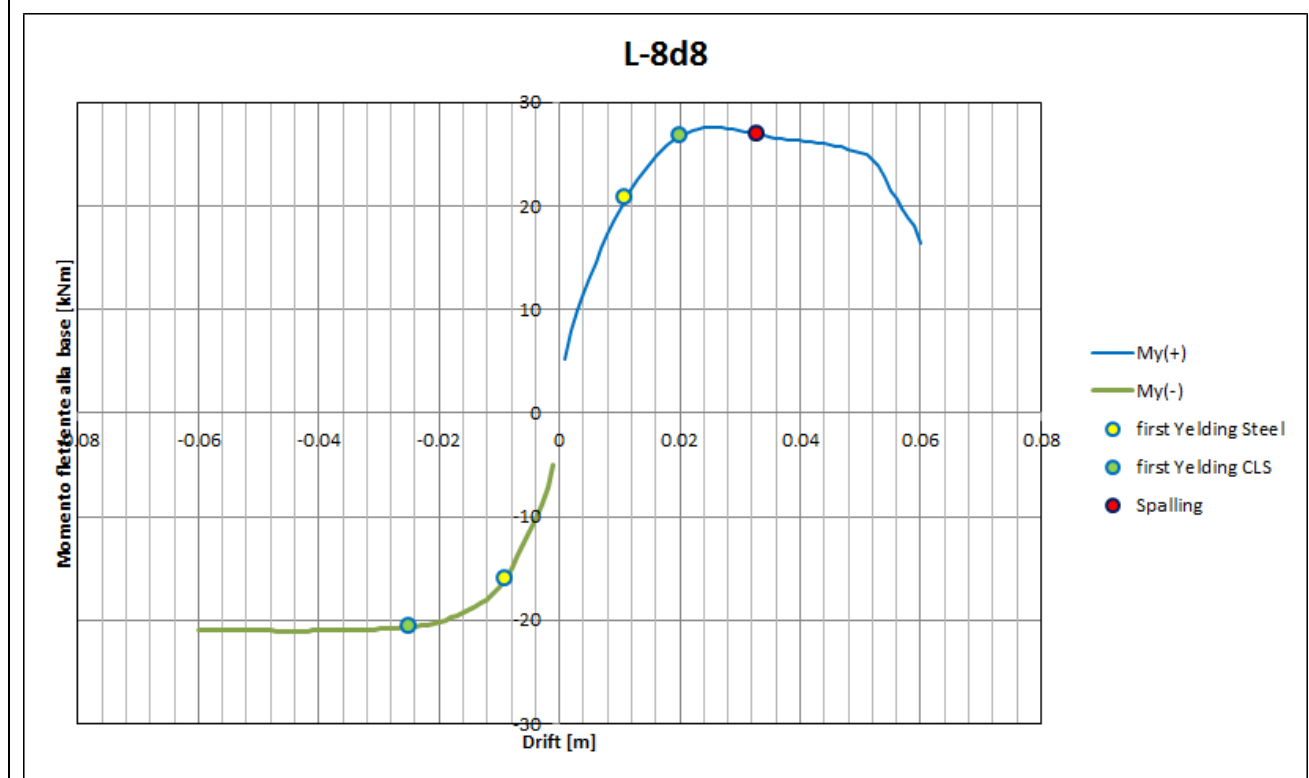
Denominazione sezione	T30x40-8φ14	
	Pilastri	17 26 28 35 37
	Sforzo assiale [kN]	345
	Armature longitudinali	8Φ14
	Staffe	Φ6/100
		L _{h,1} [mm] 370
		L _{h,2} [mm] 230
		L _{h,3} [mm] 270
	L _{h,4} [mm] 270	
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=17$ - $K=1.11$ - $e_{c0}=0.00222$ - $e_{c1}=0.019239$ - $e_{cu}=0.021163$ - $Z=47$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

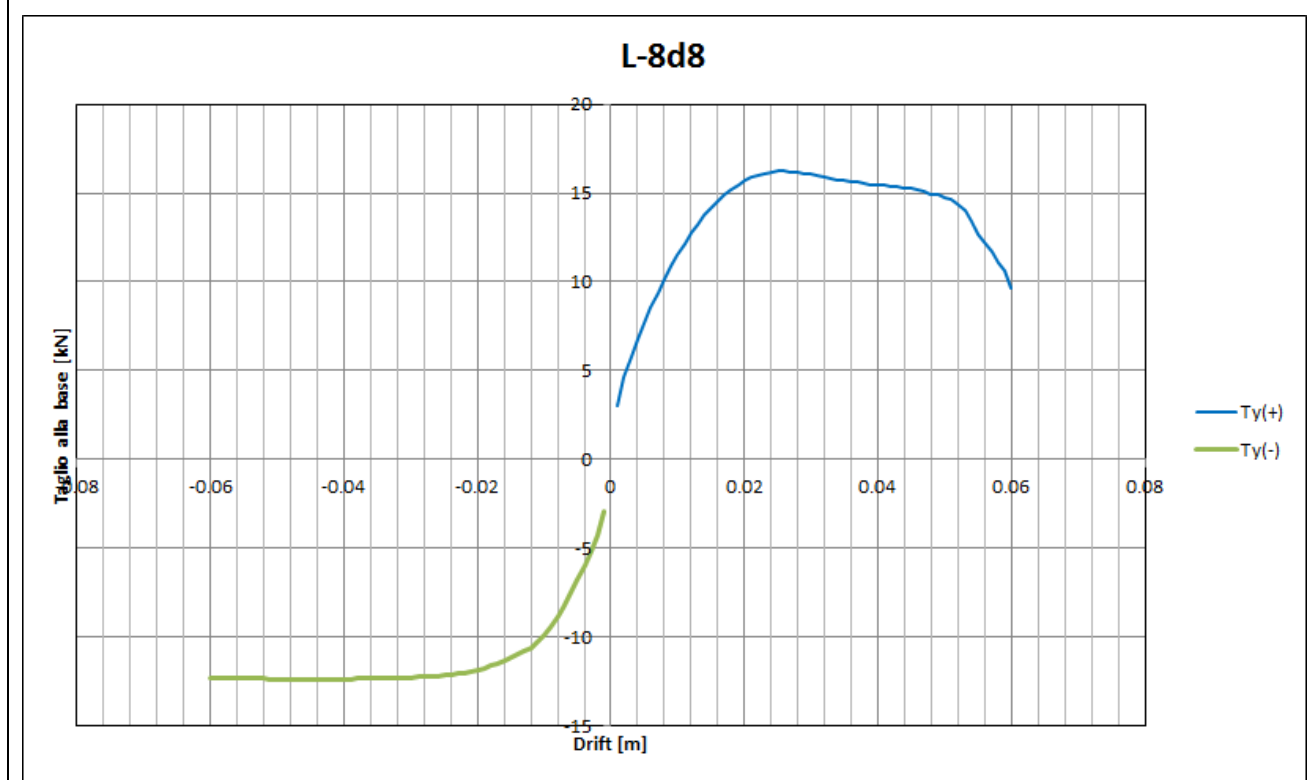
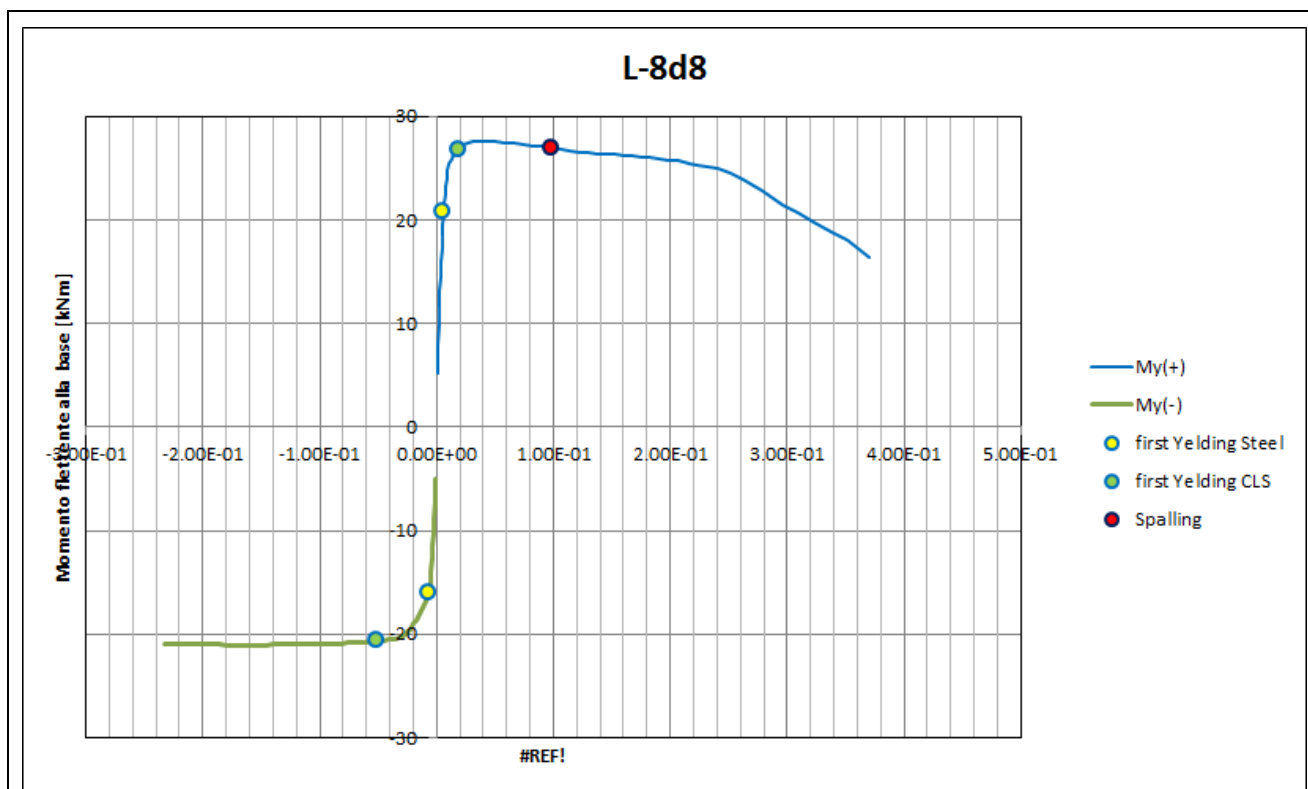


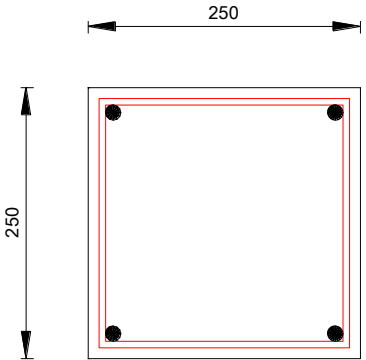


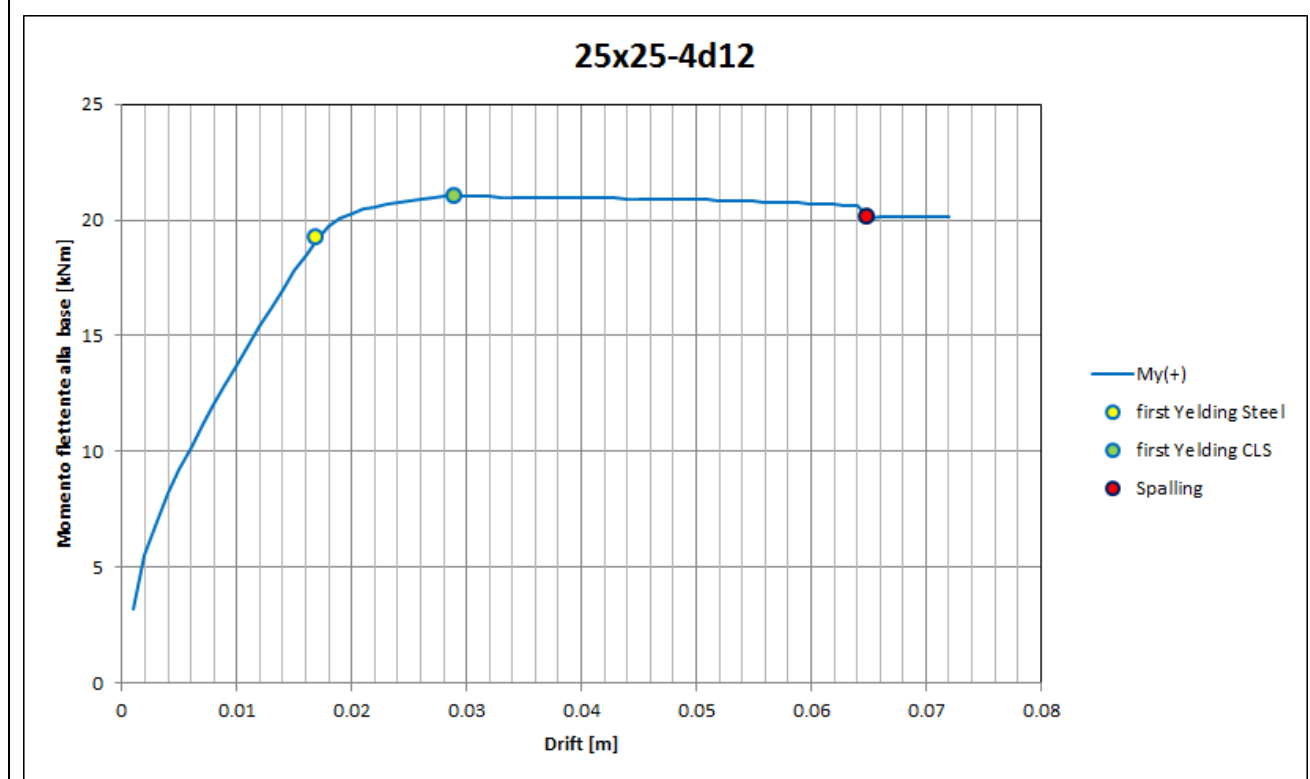
4.3.4 Pilastri del piano secondo

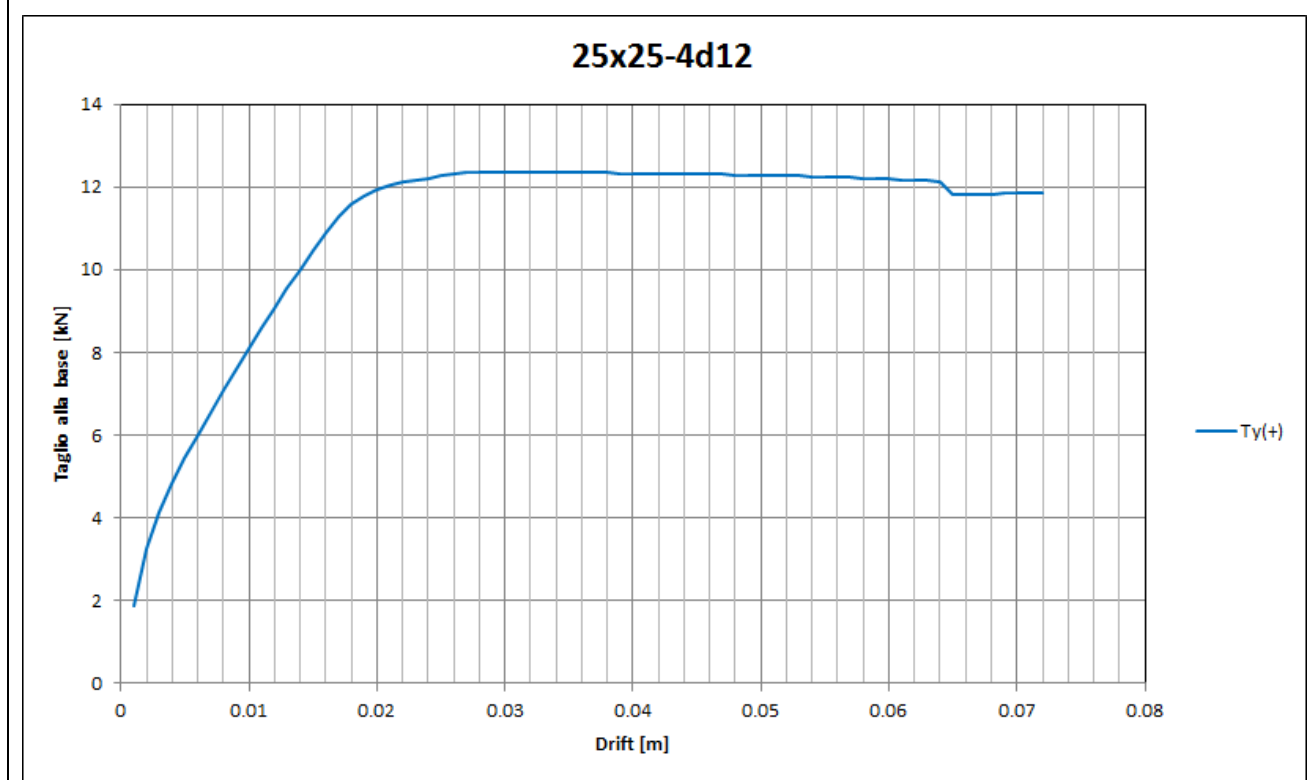
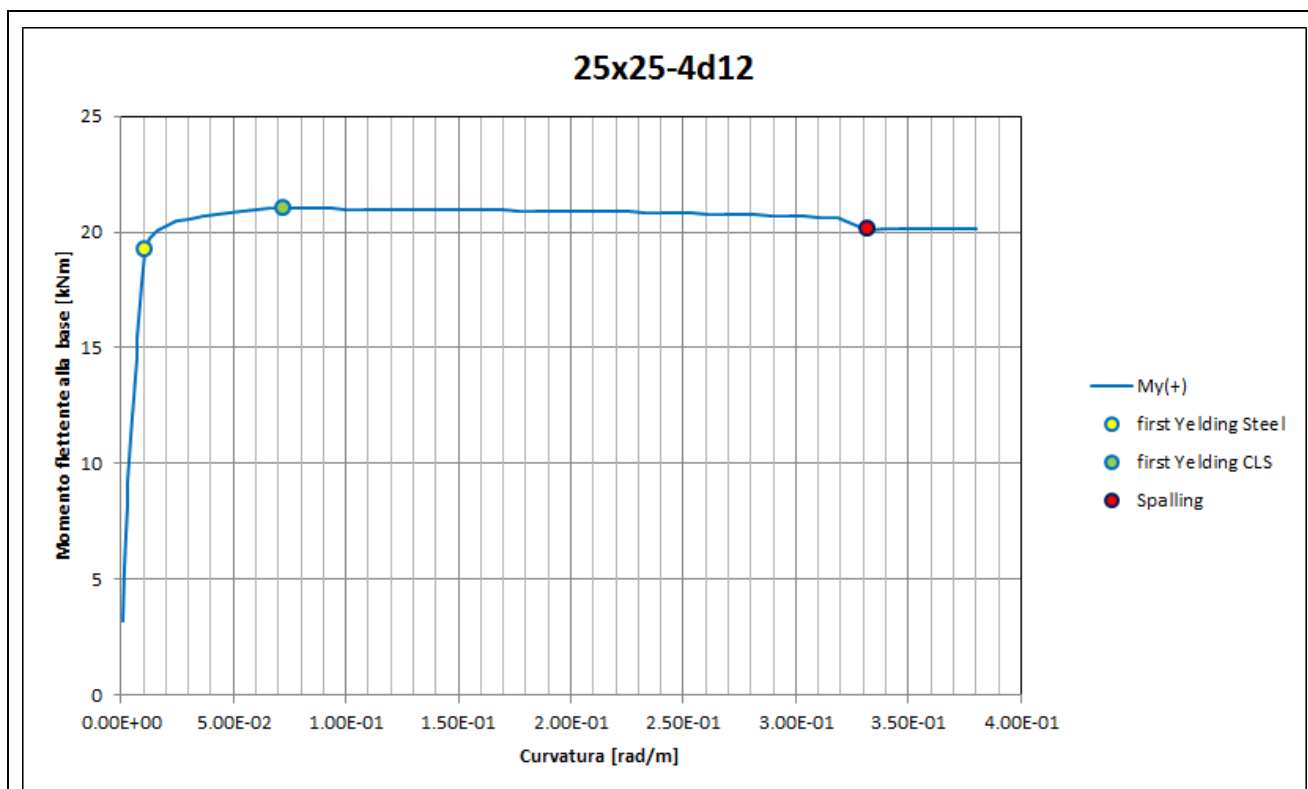
Denominazione sezione	L-8d8		
	Pilastri	1 9 43 51	
	Sforzo assiale [kN]	55	
	Armature longitudinali	8F8	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	100
		L _{h,2} [mm]	350
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=10$ - K=1.2 - $e_{c0}=0.002391$ - $e_{cu}=0.030662$ - Z=31.39 		<ul style="list-style-type: none"> - b=0.01 - E=200000 N/mm² - $f_{yh}=290$ N/mm²

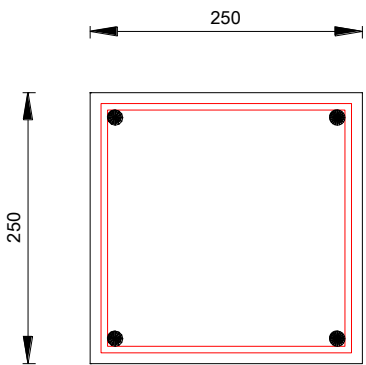


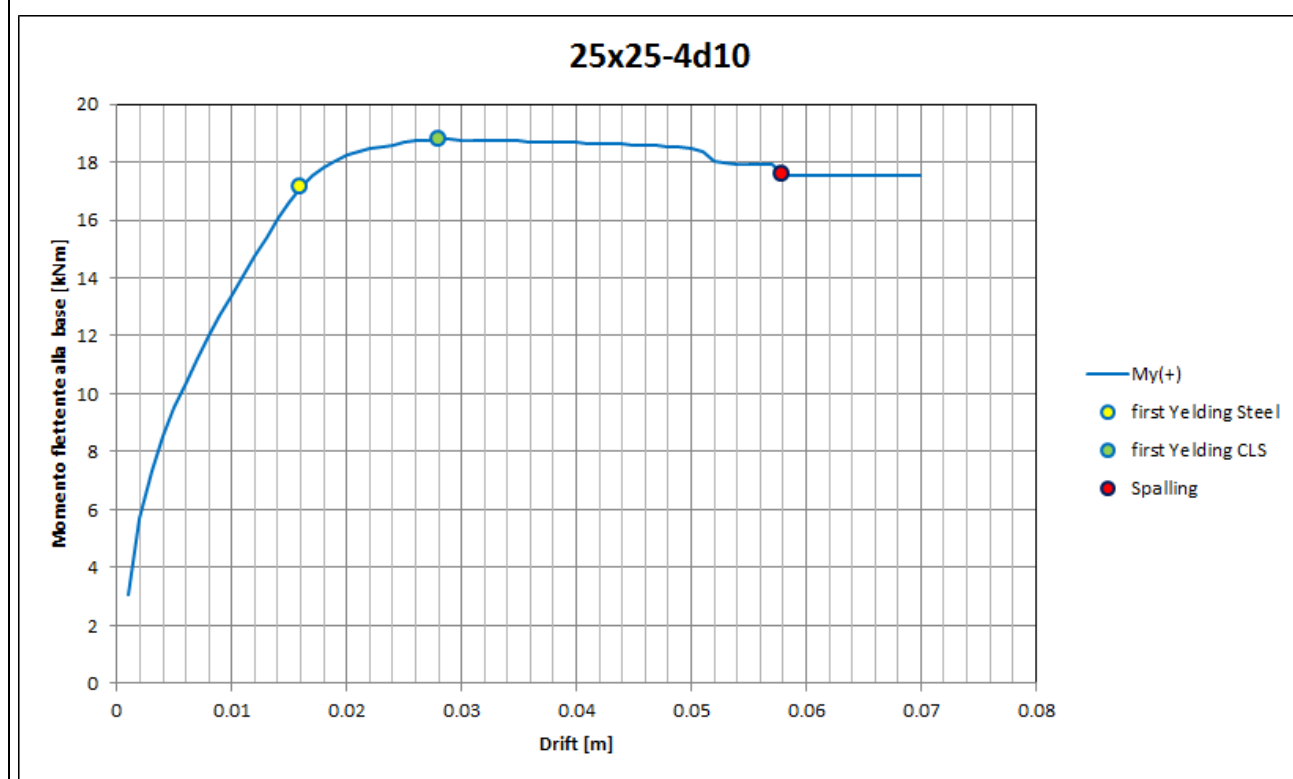


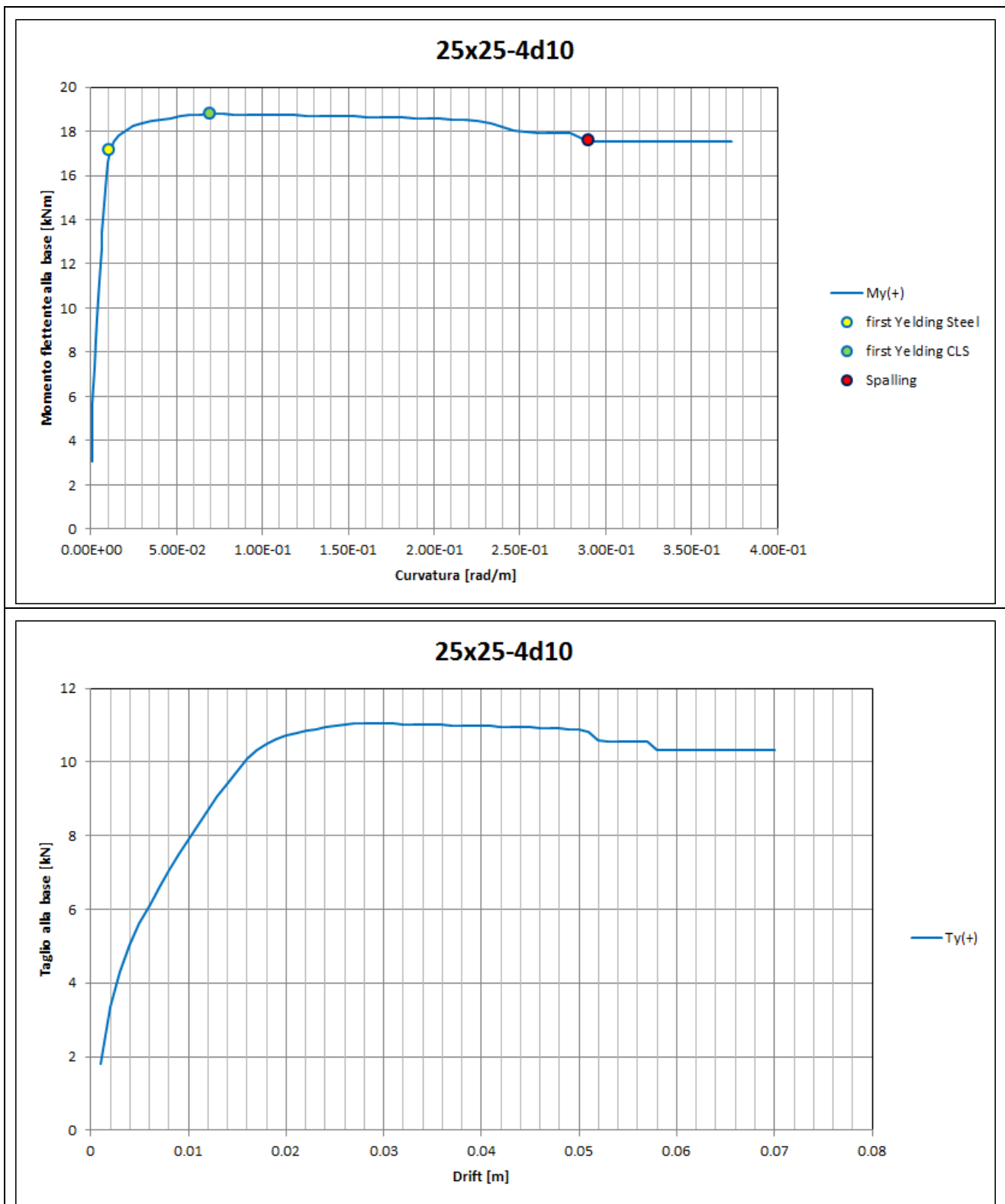
Denominazione sezione	25x25-4 ϕ 12		
	Pilastri	3 5	
	Sforzo assiale [kN]	63	
	Armature longitudinali	4 ϕ 12	
	Staffe	Φ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	230
		$L_{h,2}$ [mm]	230
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=10$ - $K=1.13$ - $e_{c0}=0.002271$ - $e_{c1}=0.028225$ - $e_{cu}=0.031048$ - $Z=30.82$ 		
	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$ 		

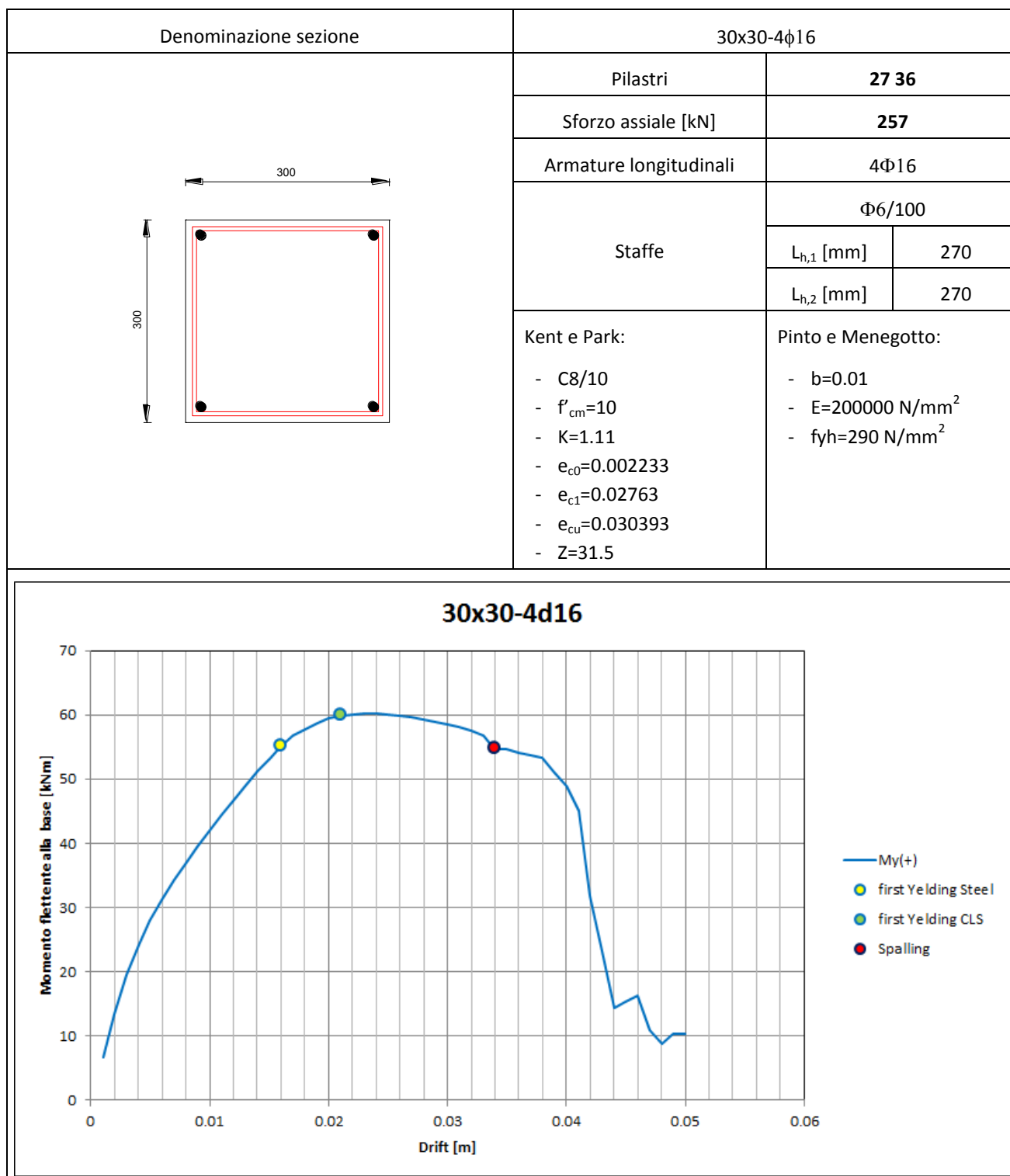


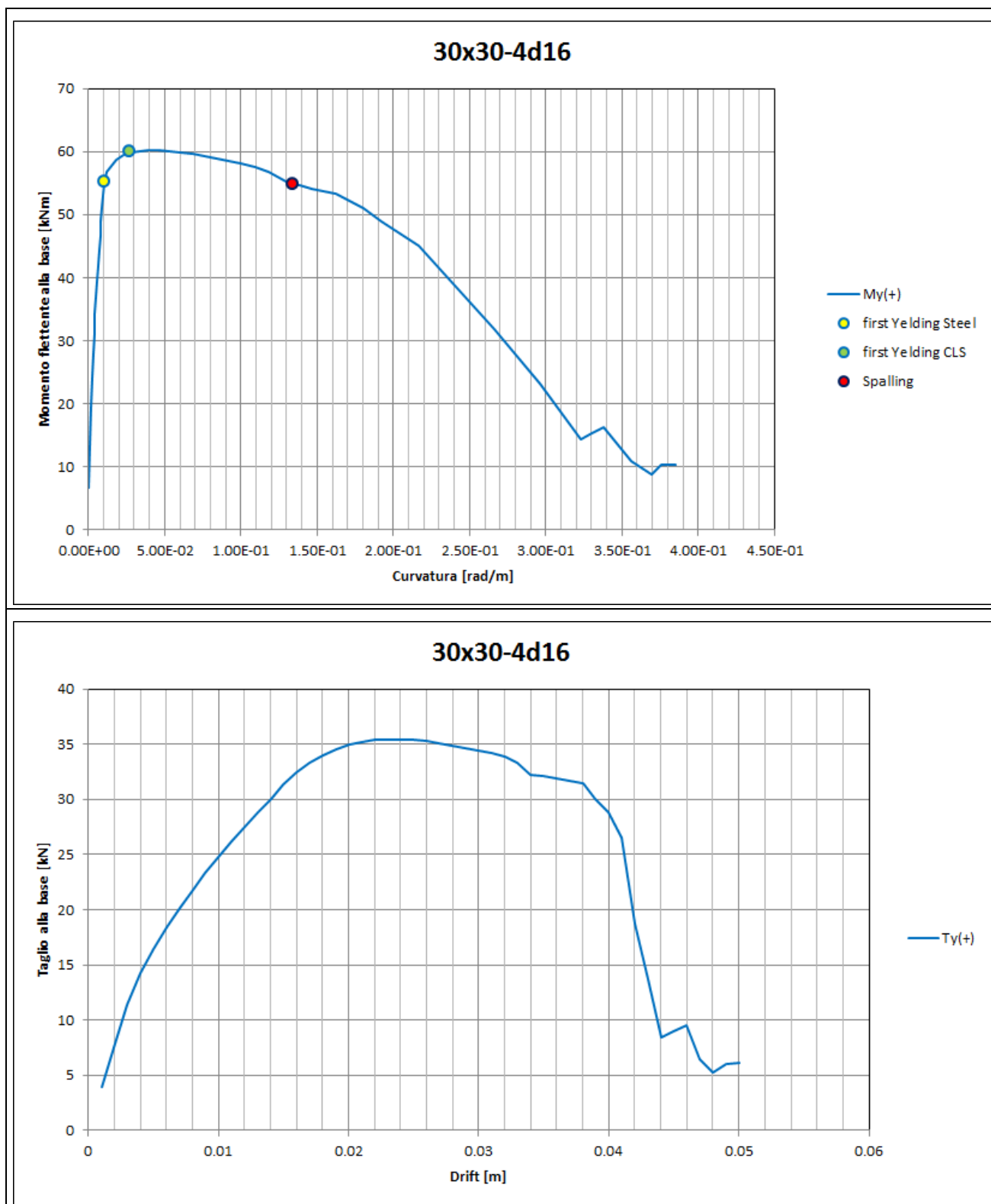


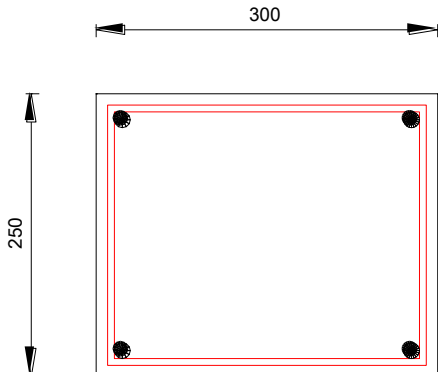
Denominazione sezione	25x25-4 ϕ 10		
	Pilastri	7	
	Sforzo assiale [kN]	80	
	Armature longitudinali	4 ϕ 10	
	Staffe	ϕ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	230
		$L_{h,2}$ [mm]	230
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.08$ - $e_{c0}=0.002169$ - $e_{c1}=0.016569$ - $e_{cu}=0.018226$ - $Z=55.55$ 		
			Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

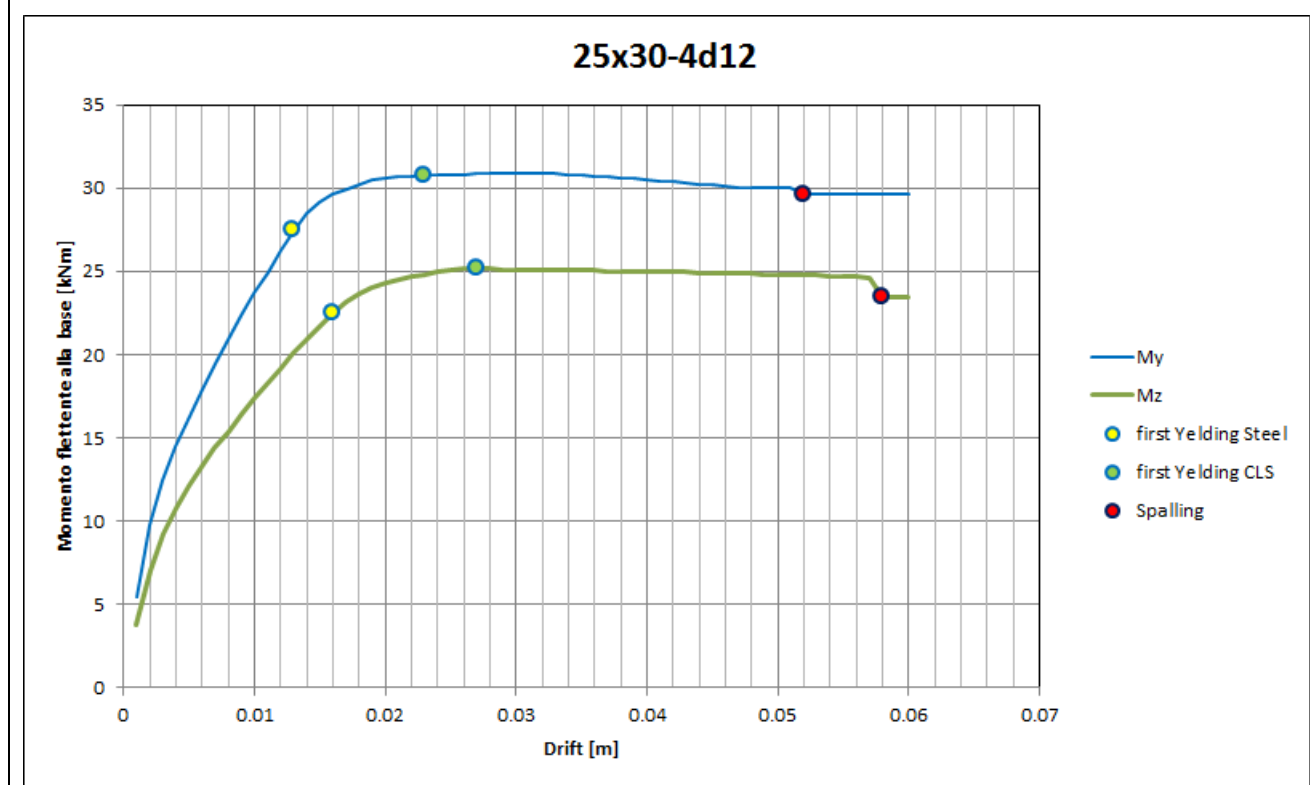


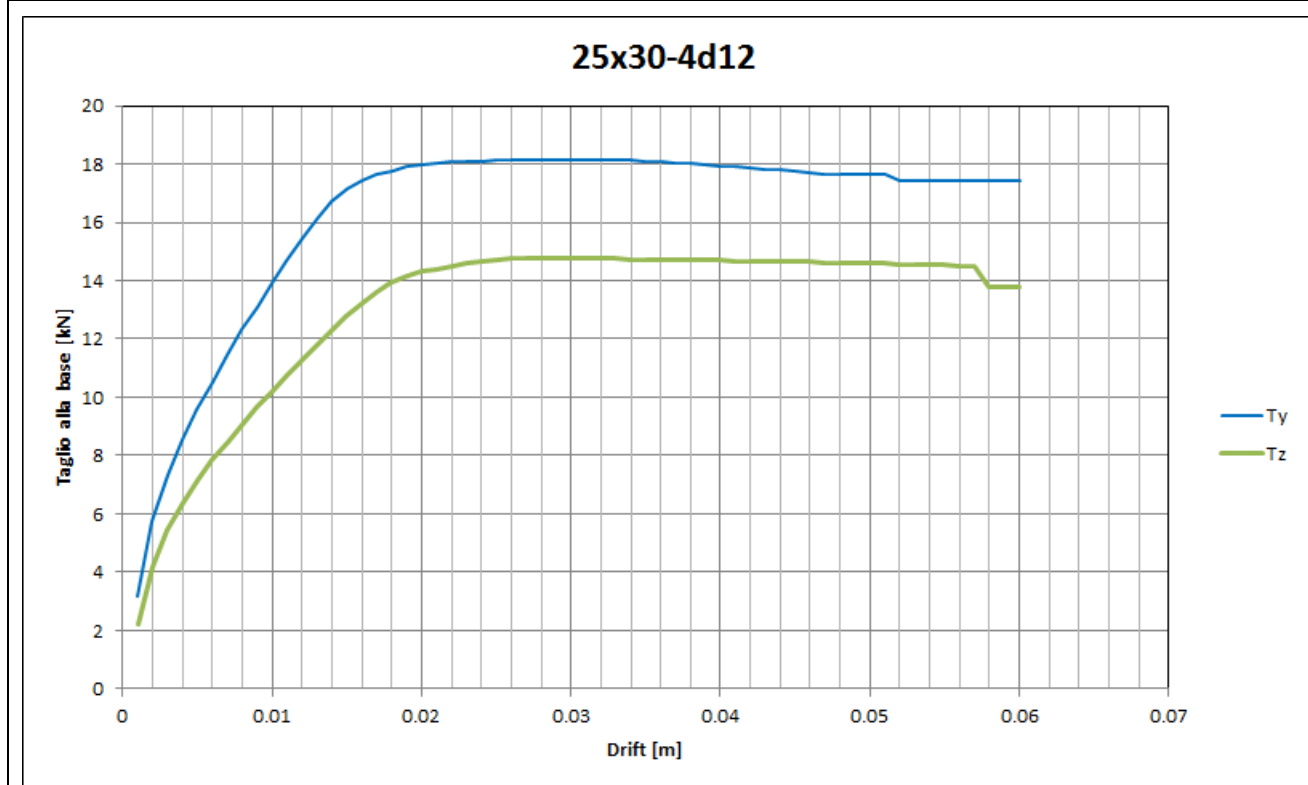
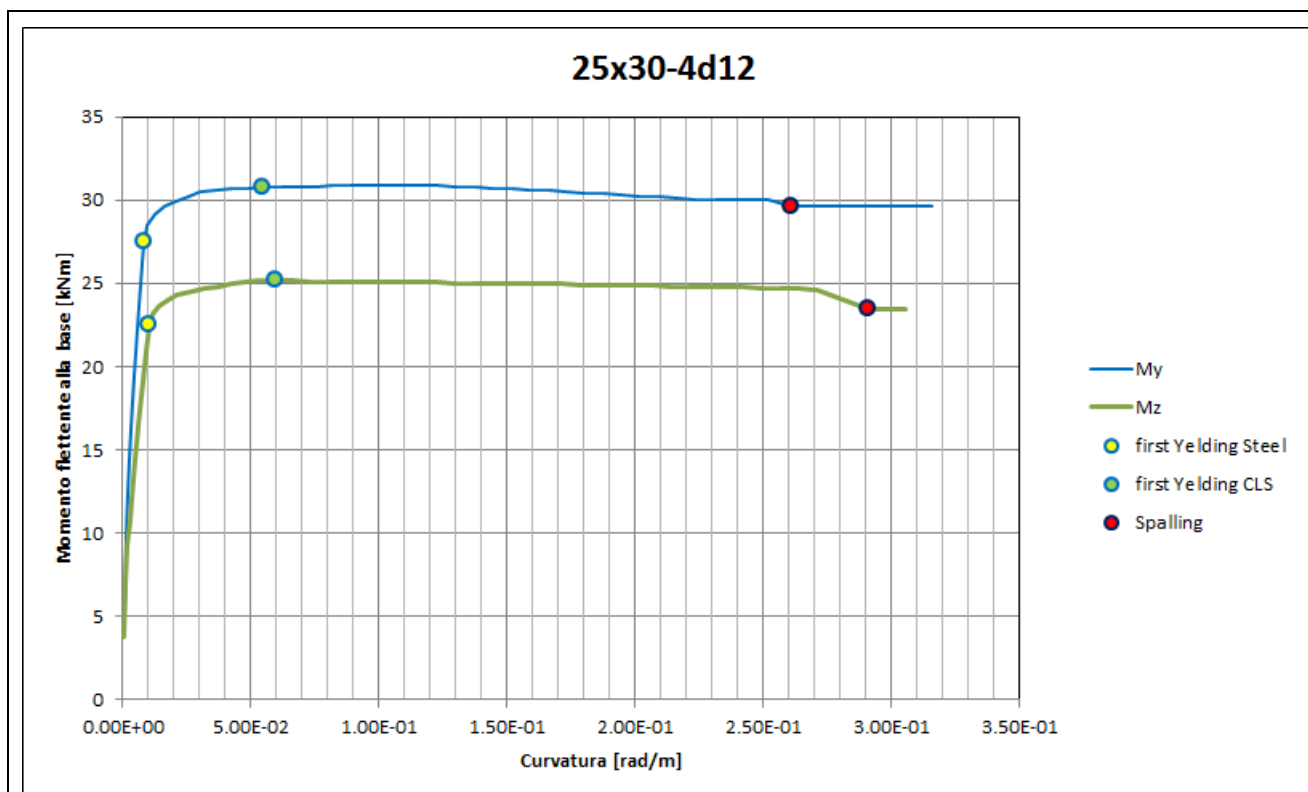




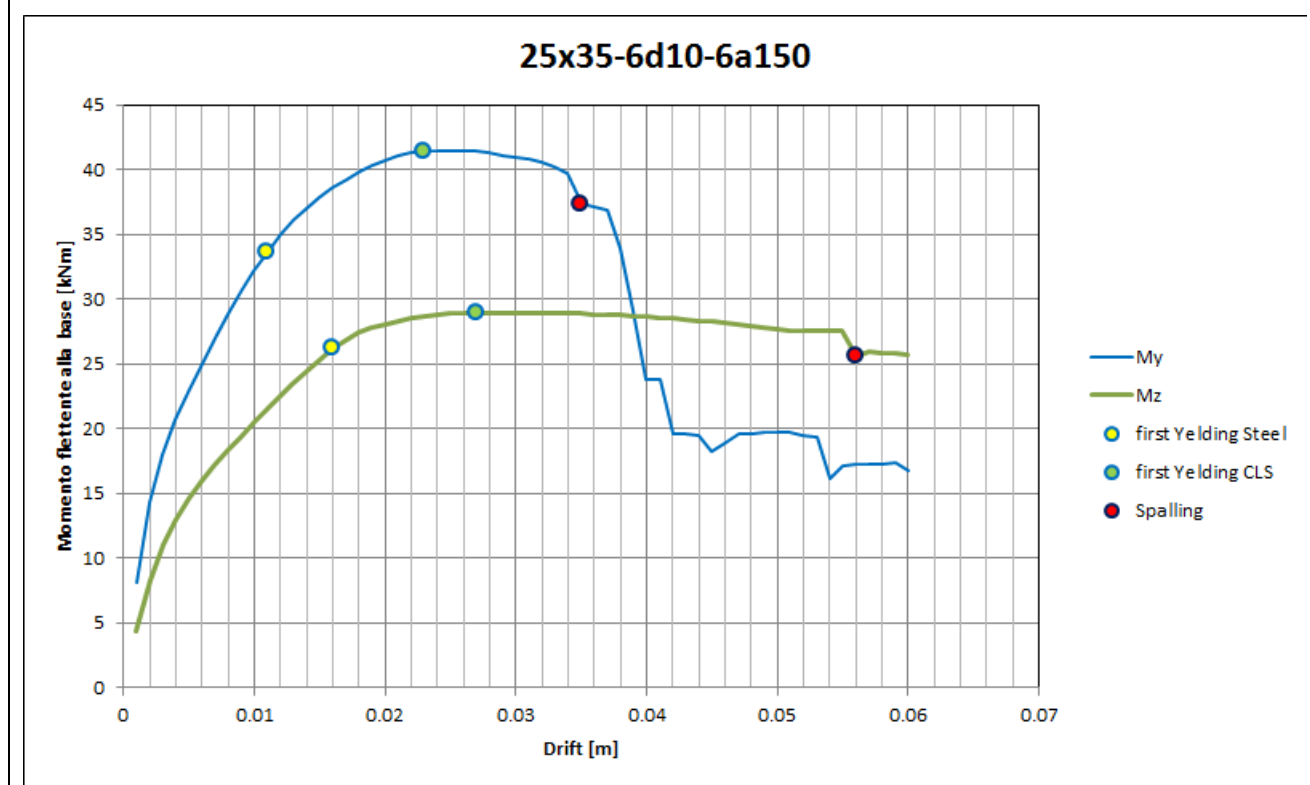


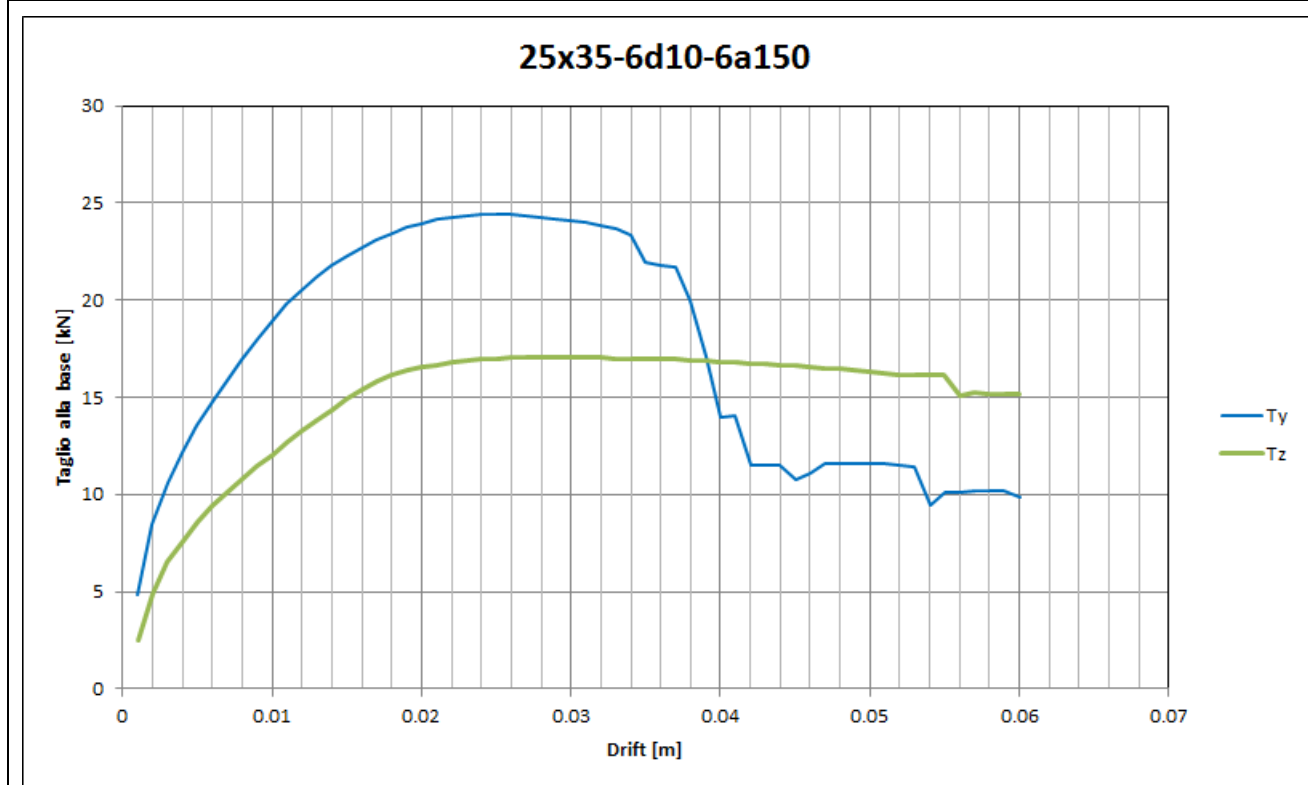
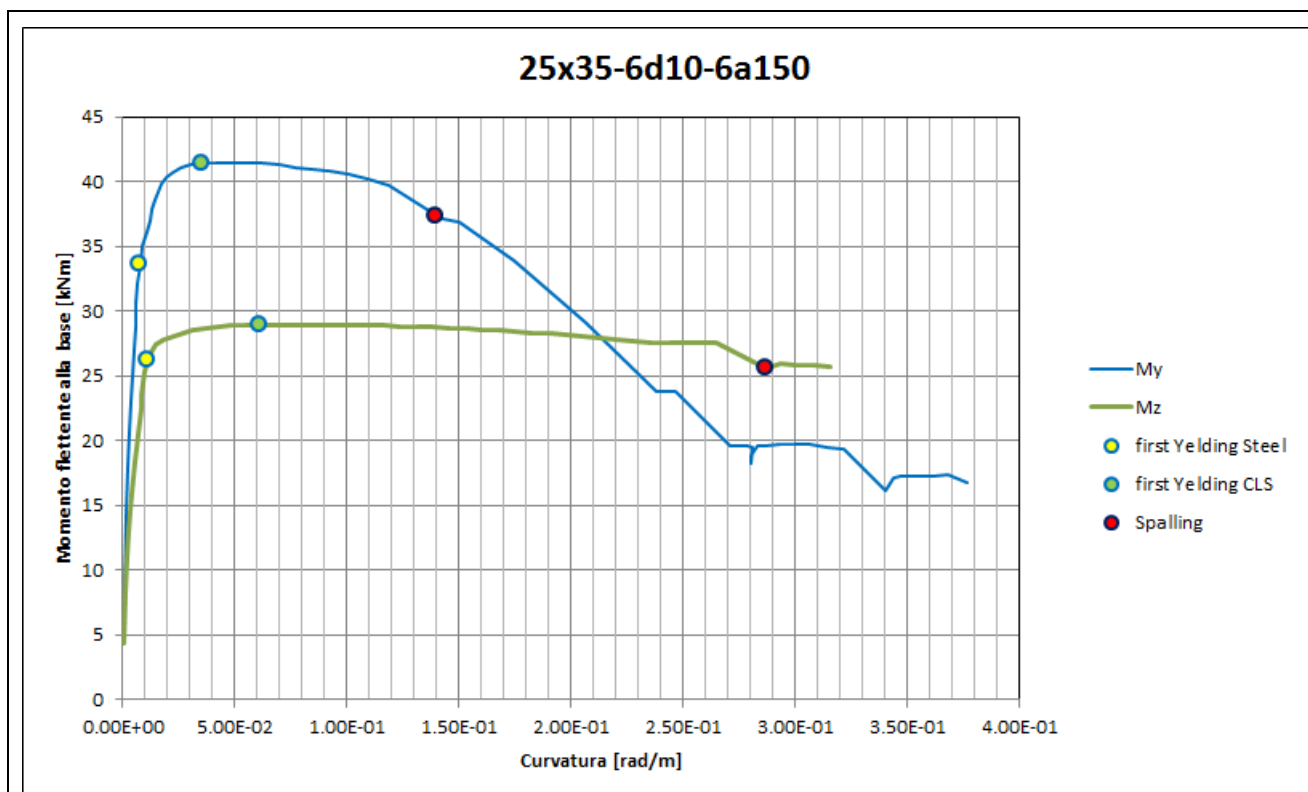
Denominazione sezione	25x30-4 ϕ 12	
	Pilastrì	47
	Sforzo assiale [kN]	103
	Armature longitudinali	4 Φ 12
	Staffe	Φ 6/100
		L _{h,1} [mm] 230
		L _{h,2} [mm] 270
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=10$ - $K=1.12$ - $e_{c0}=0.002252$ - $e_{c1}=0.027629$ - $e_{cu}=0.030392$ - $Z=31.52$ 	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$



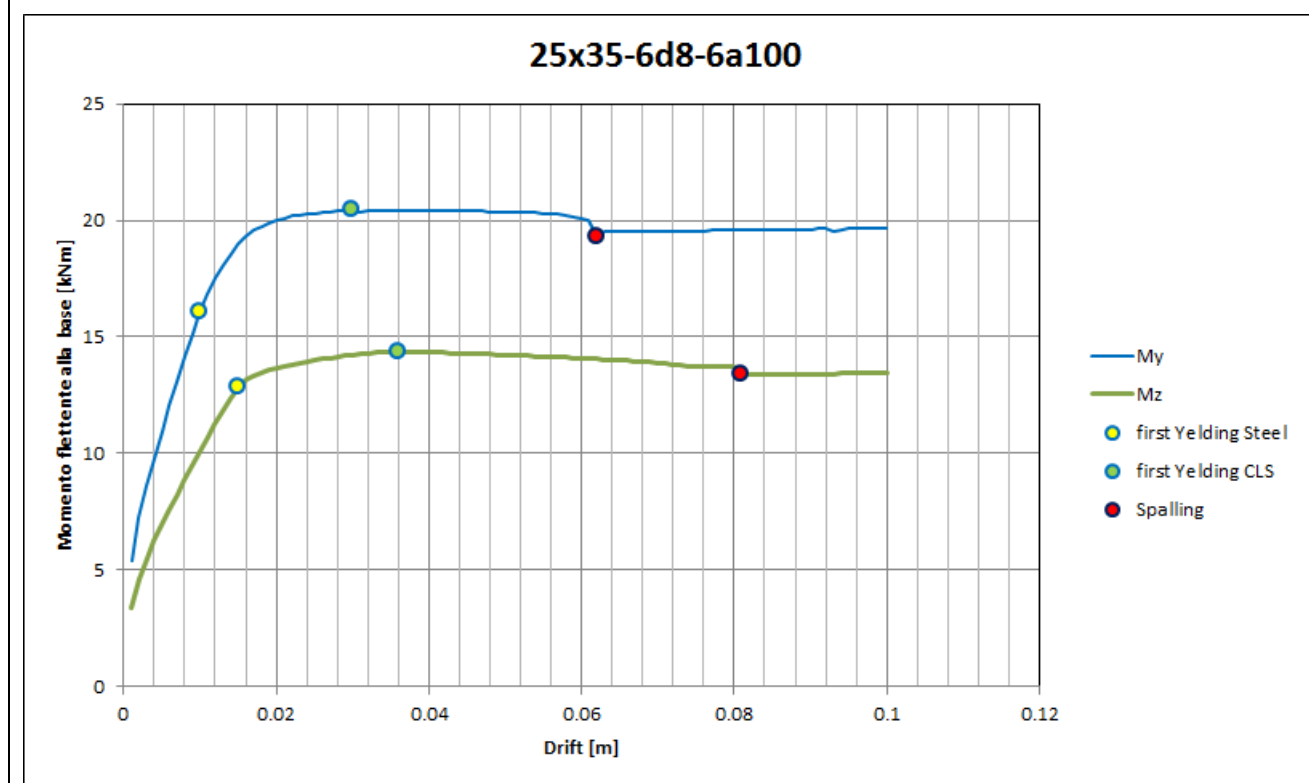


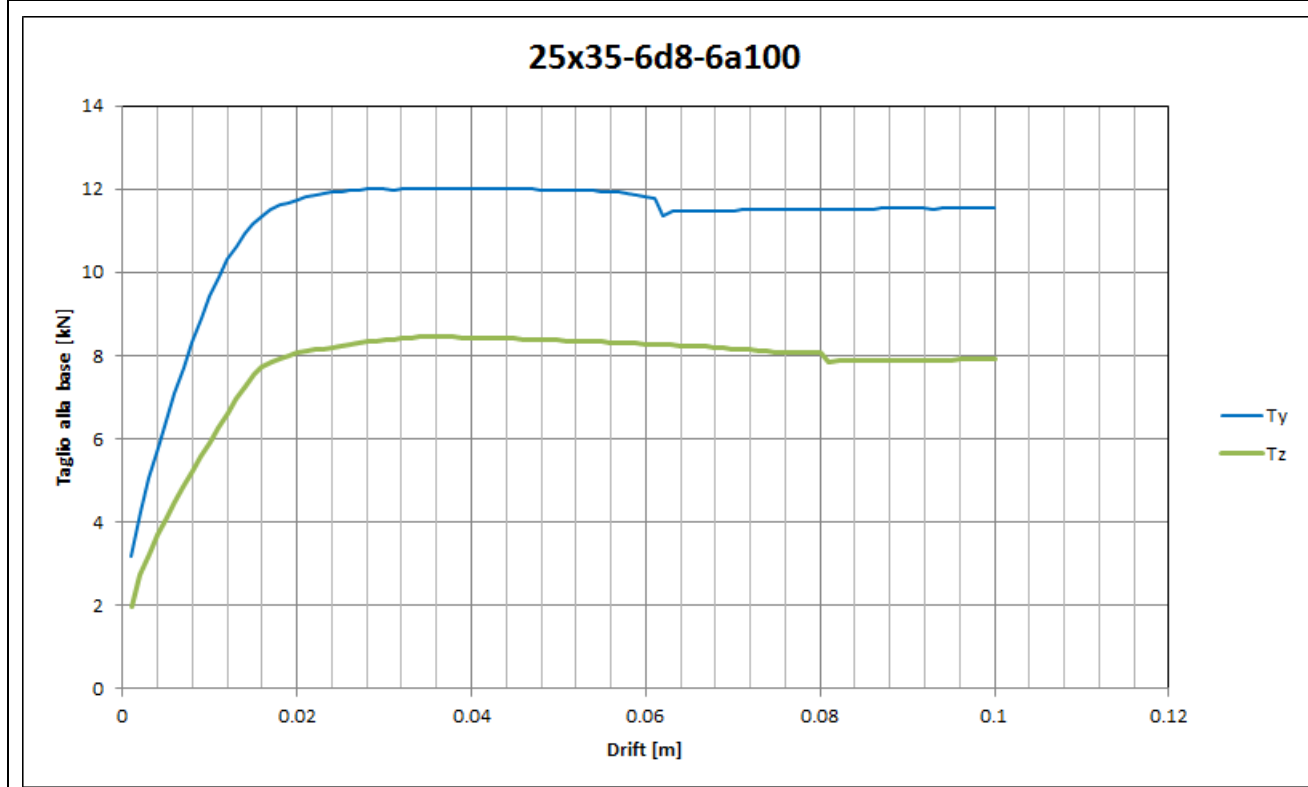
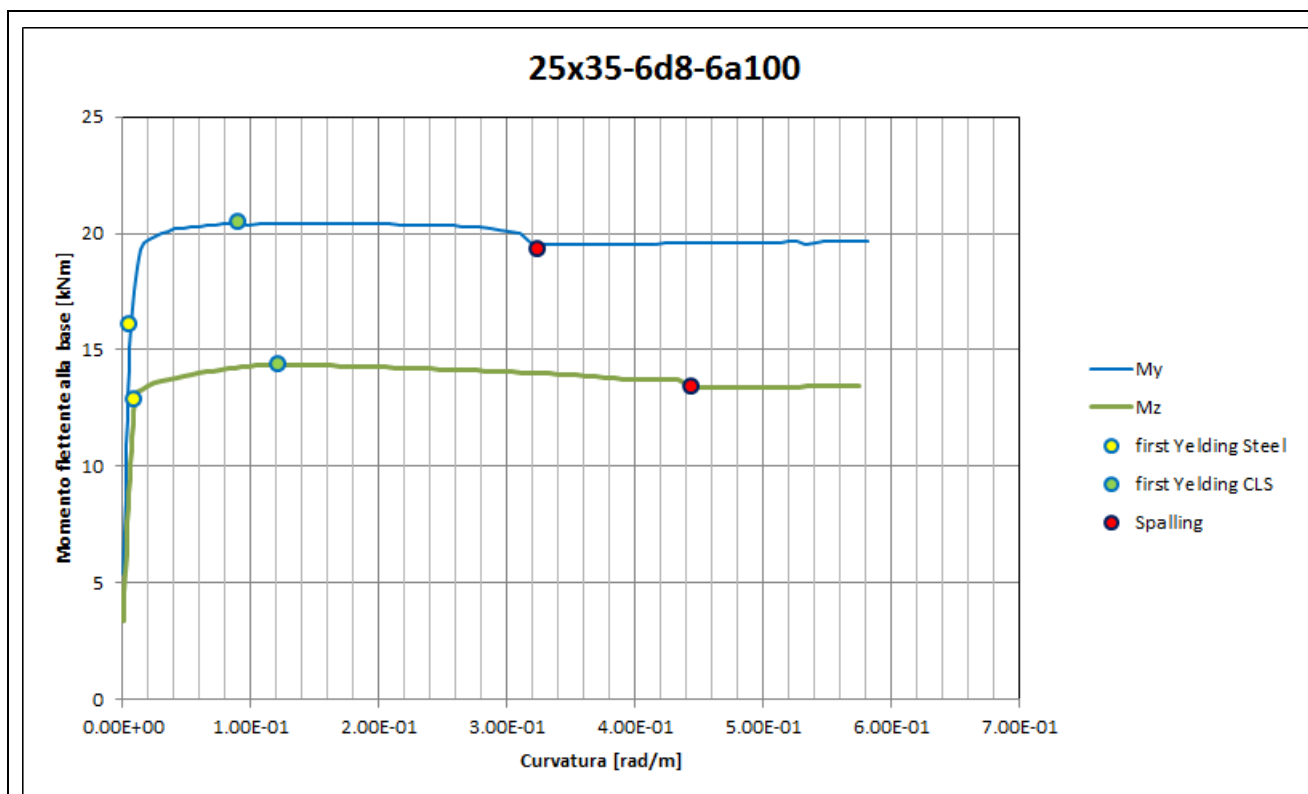
Denominazione sezione	25x35-6φ10-6a150	
	Pilastri	4 33 42 6 8 21 30 39 46
	Sforzo assiale [kN]	134
	Armature longitudinali	6Φ10
	Staffe	Φ6/150
		L _{h,1} [mm] 230
		L _{h,2} [mm] 330
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=17$ - $K=1.05$ - $e_{c0}=0.002097$ - $e_{cu}=0.011414$ - $e_{cu}=0.012555$ - $Z=85.81$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

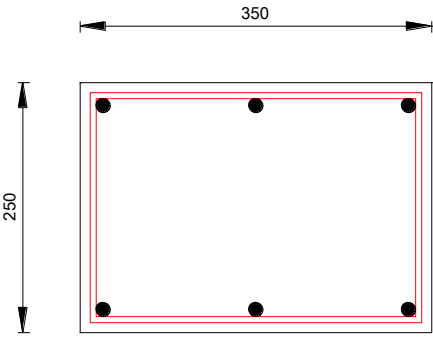


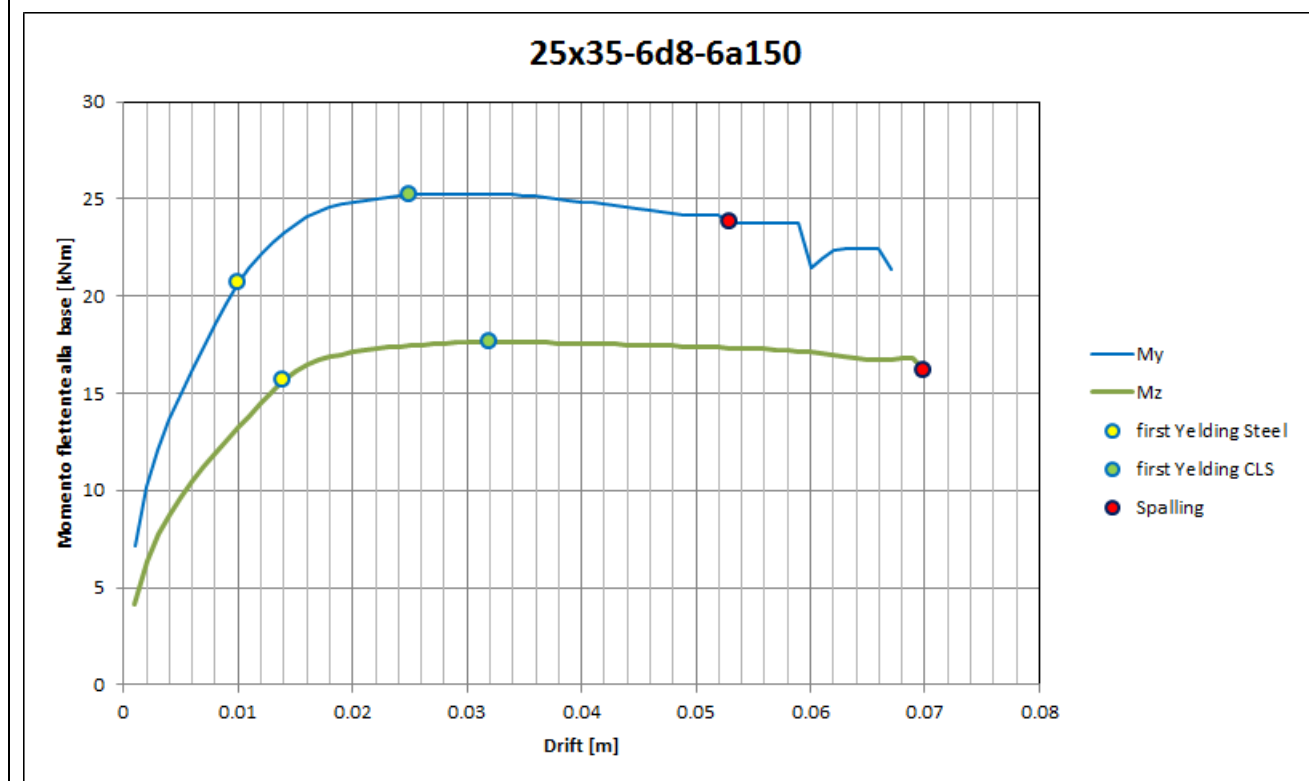


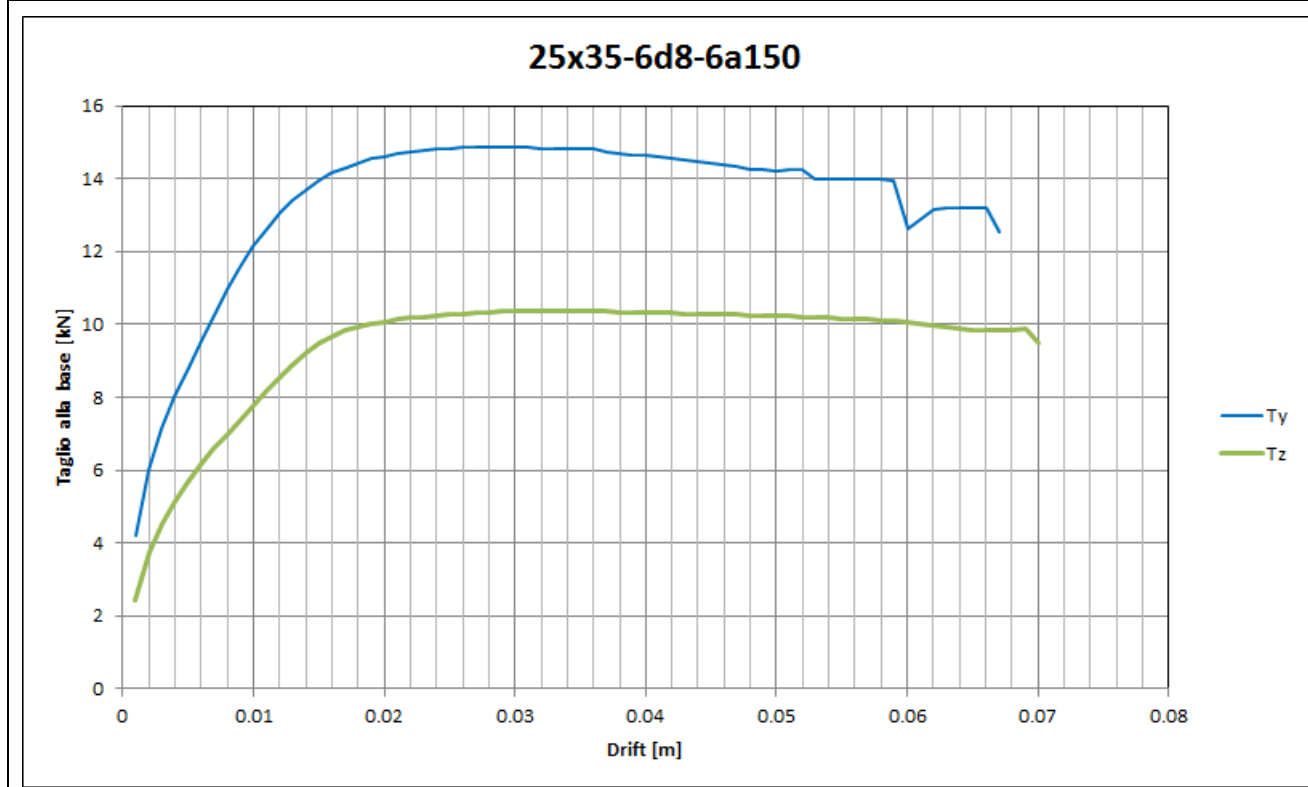
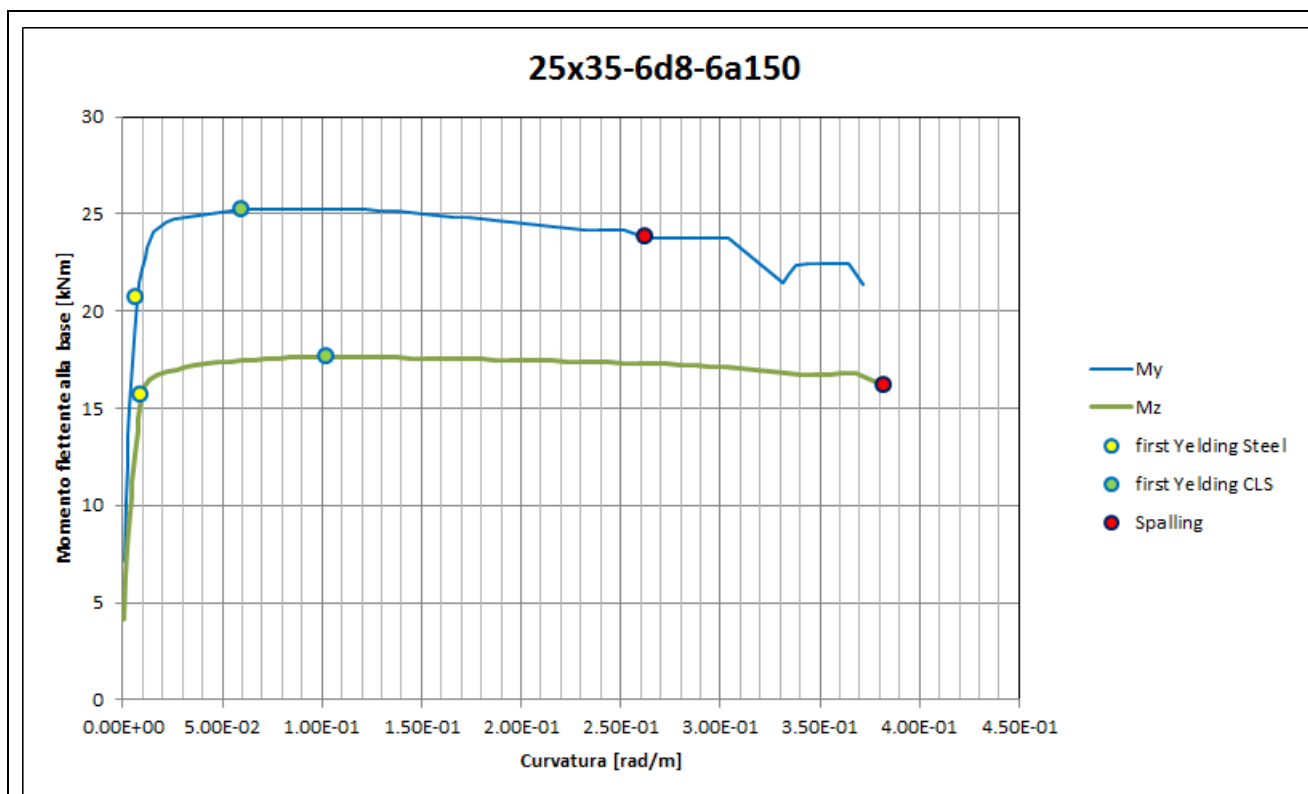
Denominazione sezione	25x35-6d8-6a100		
	Pilastri	10 44 48 50	
	Sforzo assiale [kN]	34	
	Armature longitudinali	6F8	
	Staffe	Φ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.002145$ - $e_{c1}=0.015336$ - $e_{cu}=0.016869$ - $Z=60.65$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

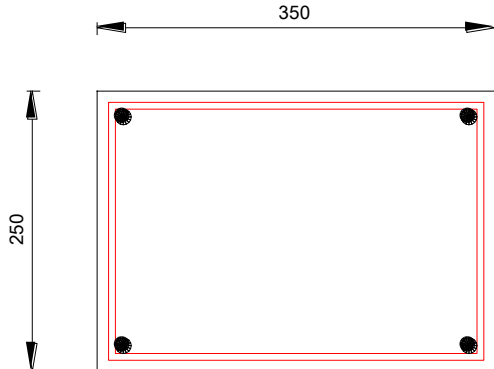


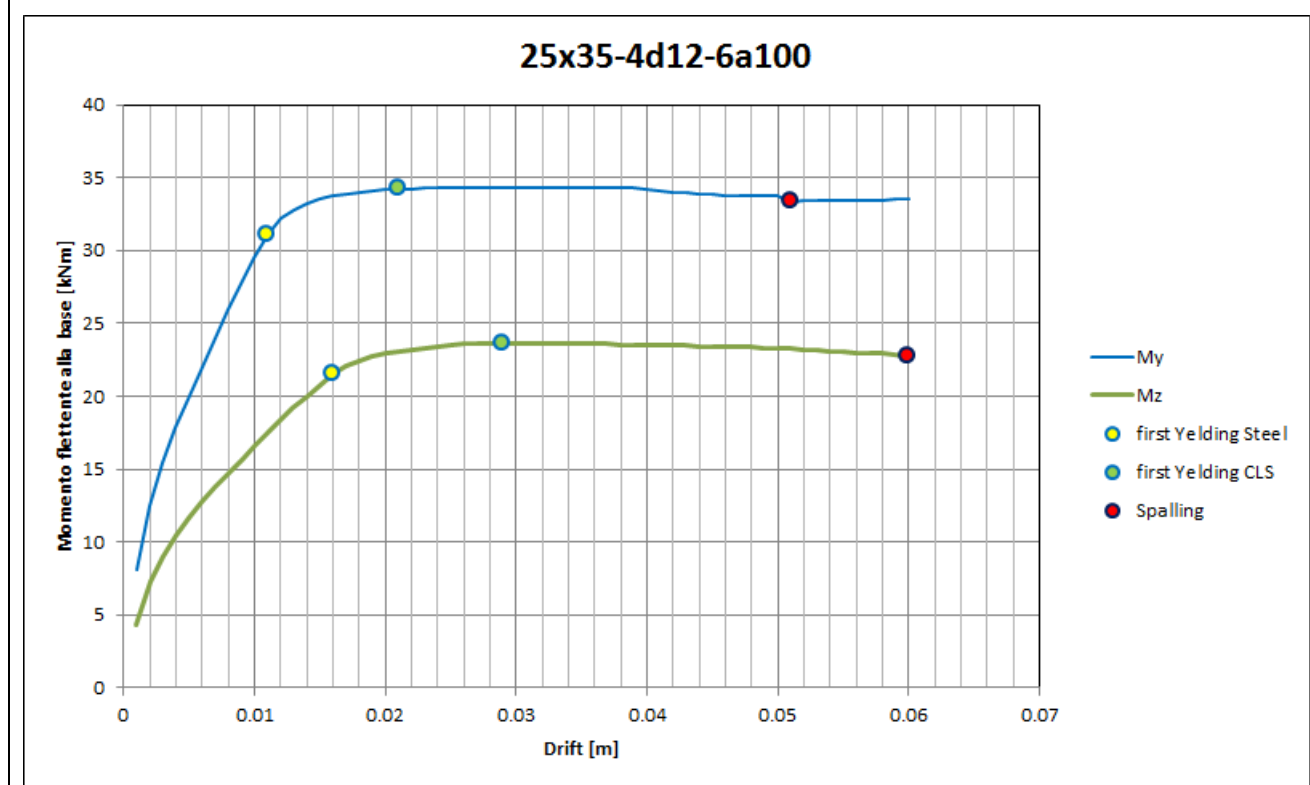


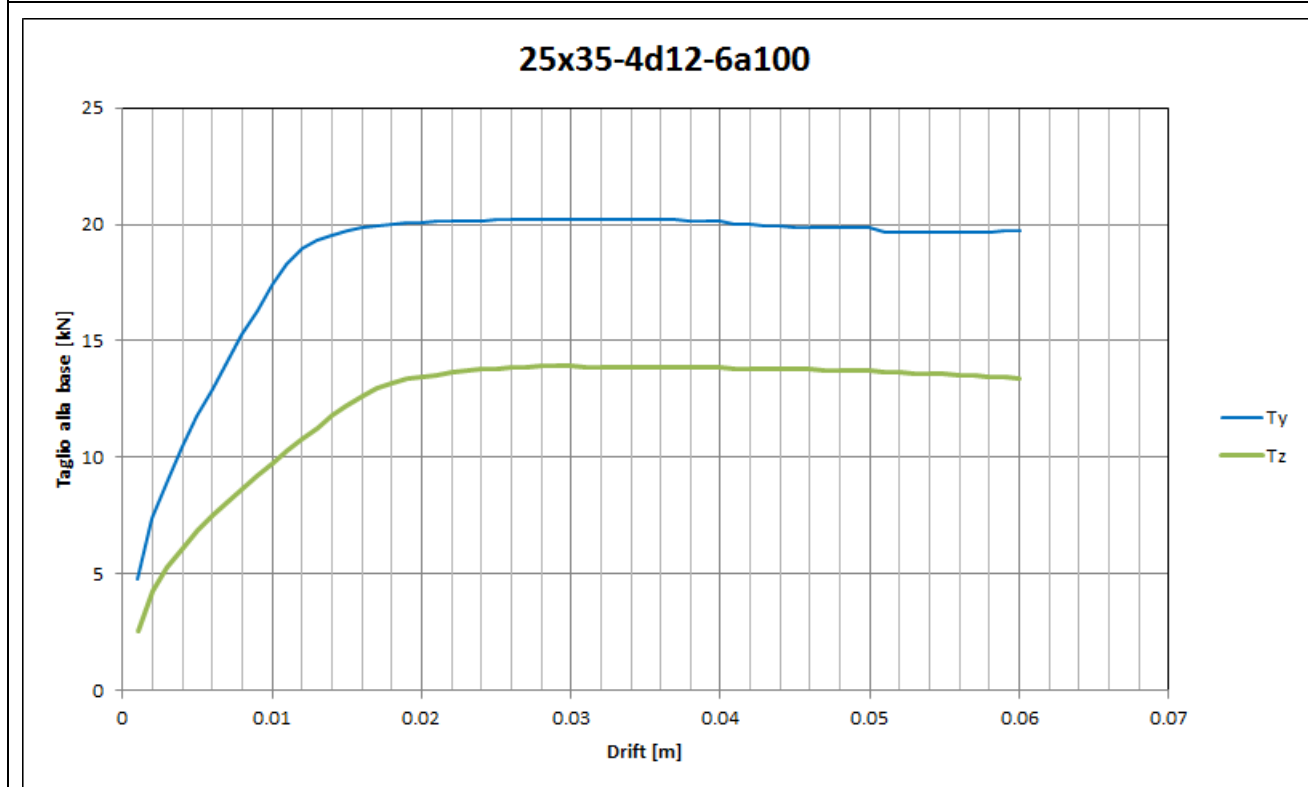
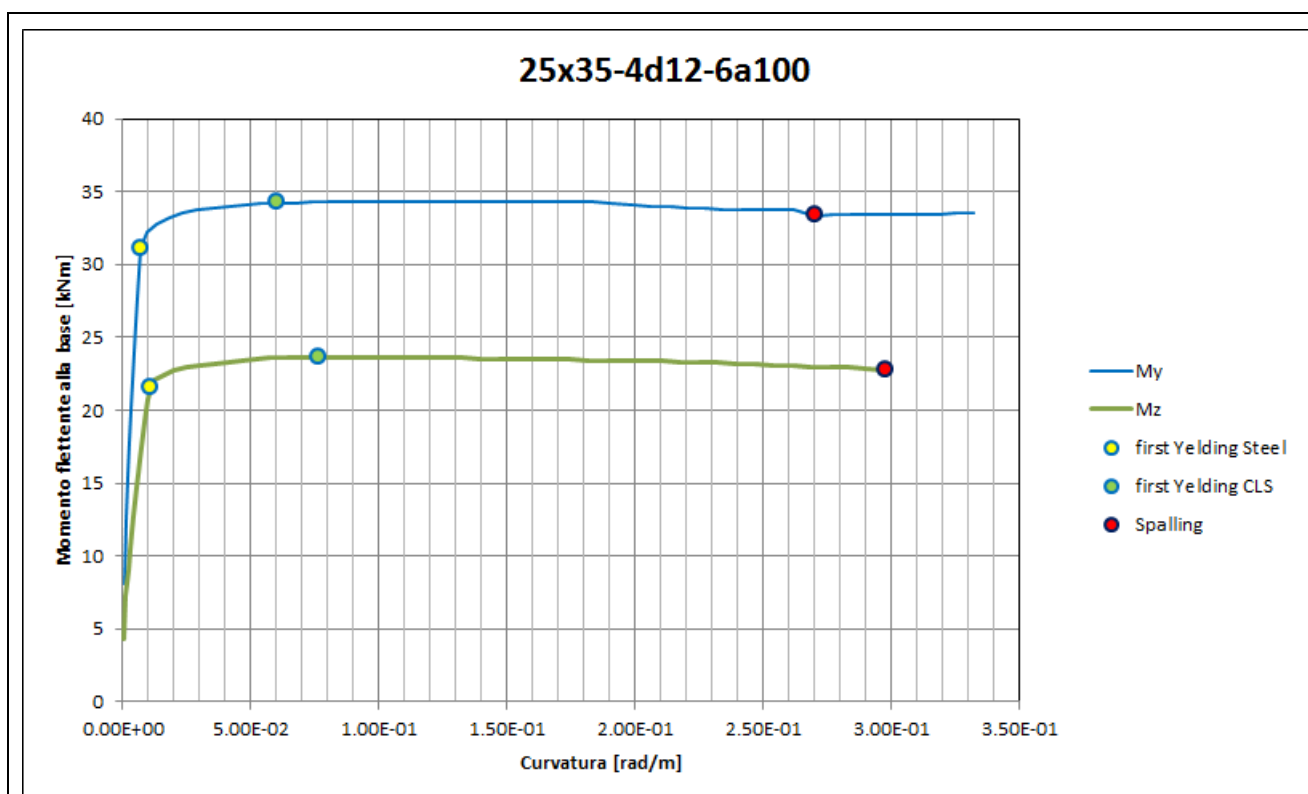
Denominazione sezione	25x35-6d8-6a150		
	Pilastri	6 8 21 30 39 46	
	Sforzo assiale [kN]	67	
	Armature longitudinali	6F8	
	Staffe	Φ6/150	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
	Kent e Park:		Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=10$ - $K=1.08$ - $e_{c0}=0.002154$ - $e_{cu}=0.023692$ - $e_{cu}=0.026062$ - $Z=37.14$ 		<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$



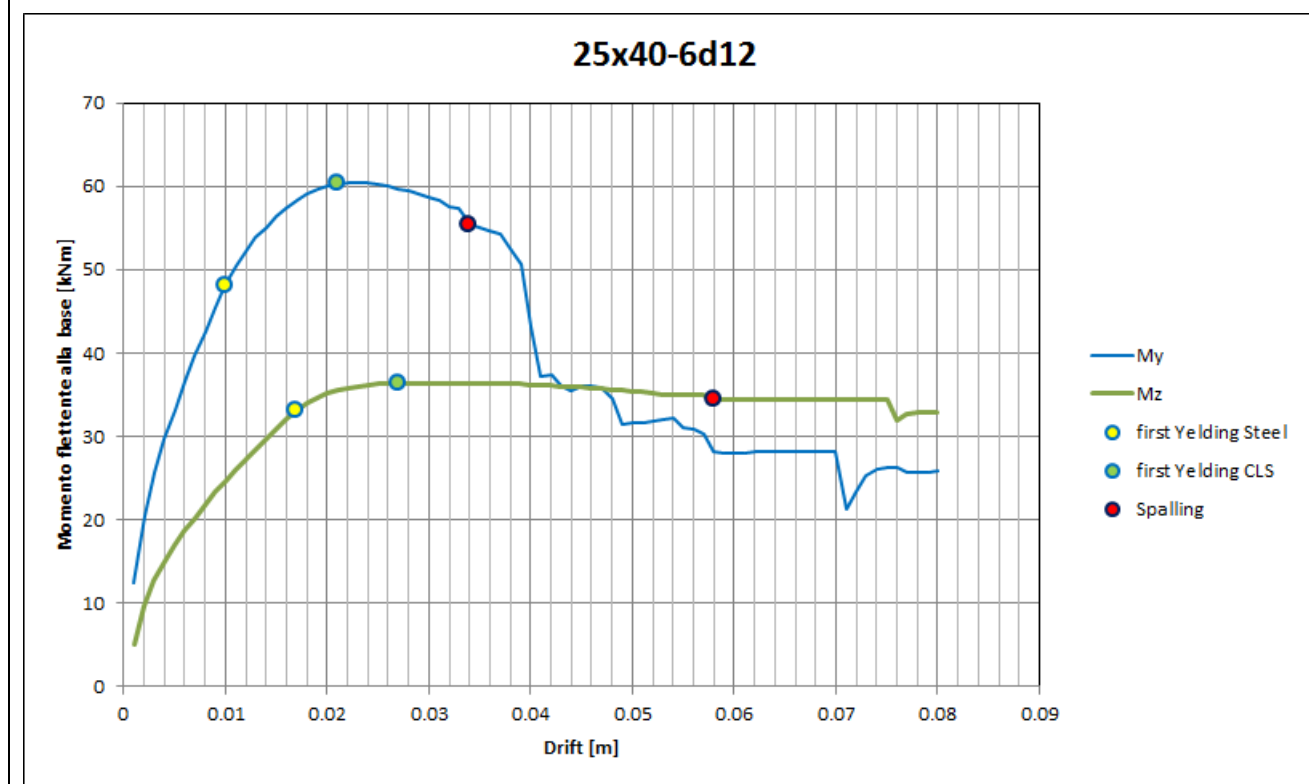


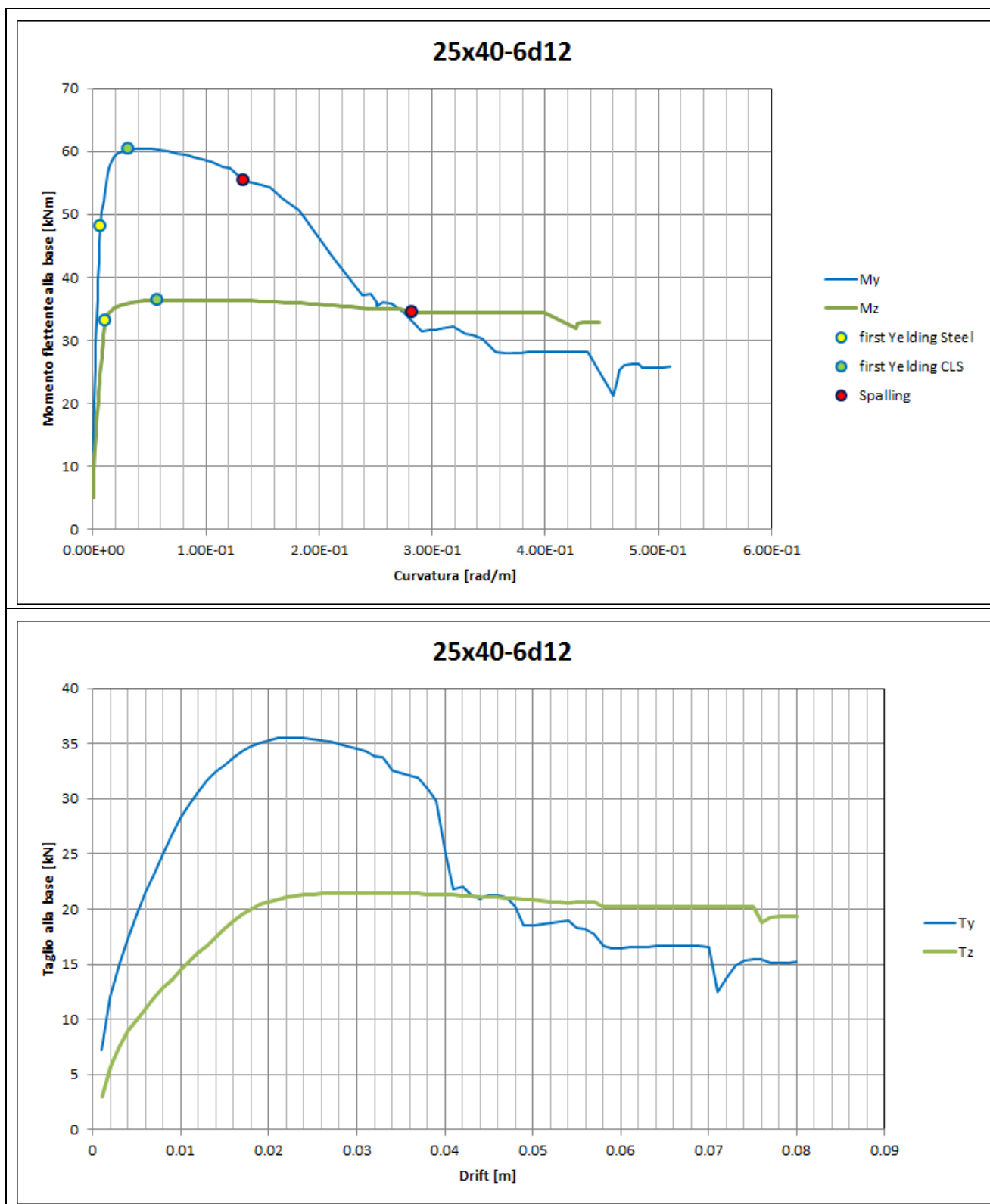
Denominazione sezione	25x35-4ϕ12-6a100		
	Pilastri	12 24	
	Sforzo assiale [kN]	84	
	Armature longitudinali	4ϕ12	
	Staffe	ϕ6/100	
		L _{h,1} [mm]	230
		L _{h,2} [mm]	330
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:	
<ul style="list-style-type: none">- C8/10- f'cm=16- K=1.07- ec0=0.002145- ec1=0.015336- ecu=0.016869- Z=60.65	<ul style="list-style-type: none">- b=0.01- E=200000 N/mm²- fyh=290 N/mm²		

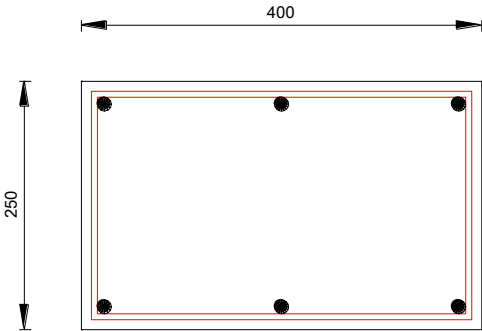


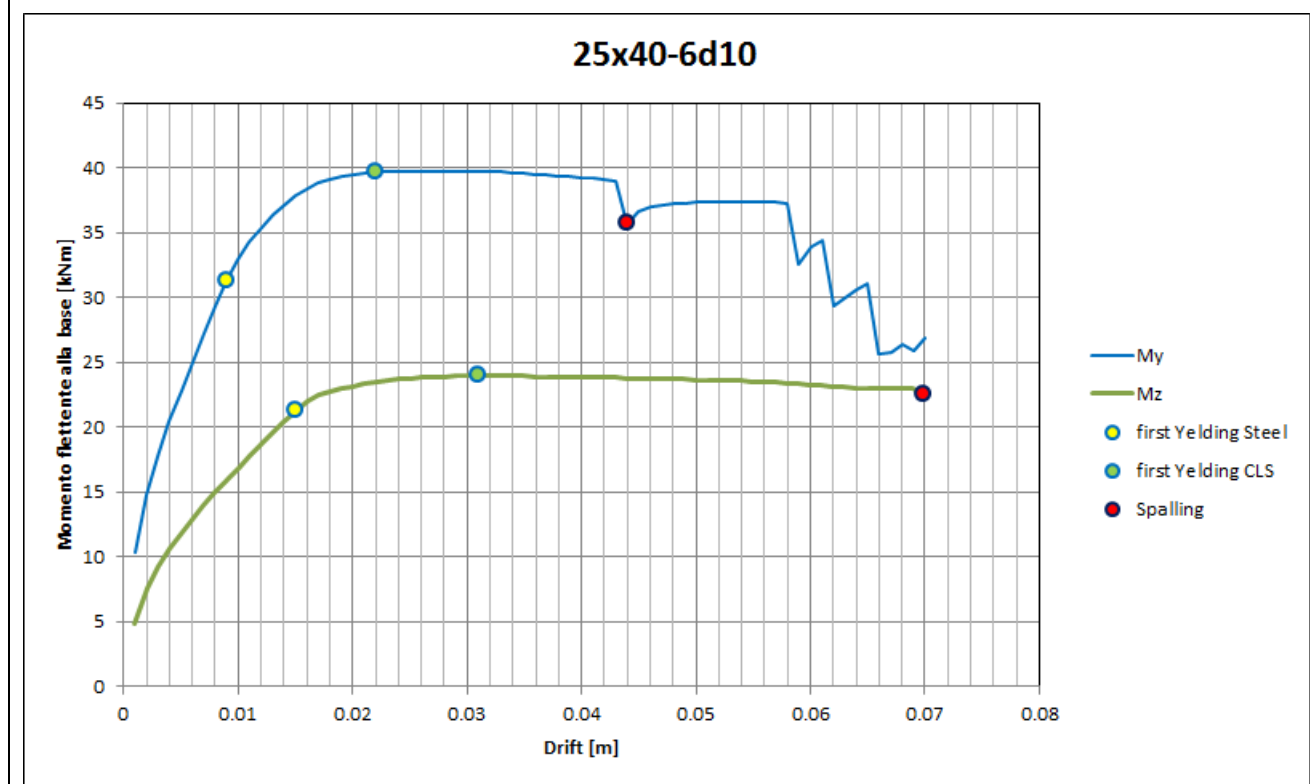


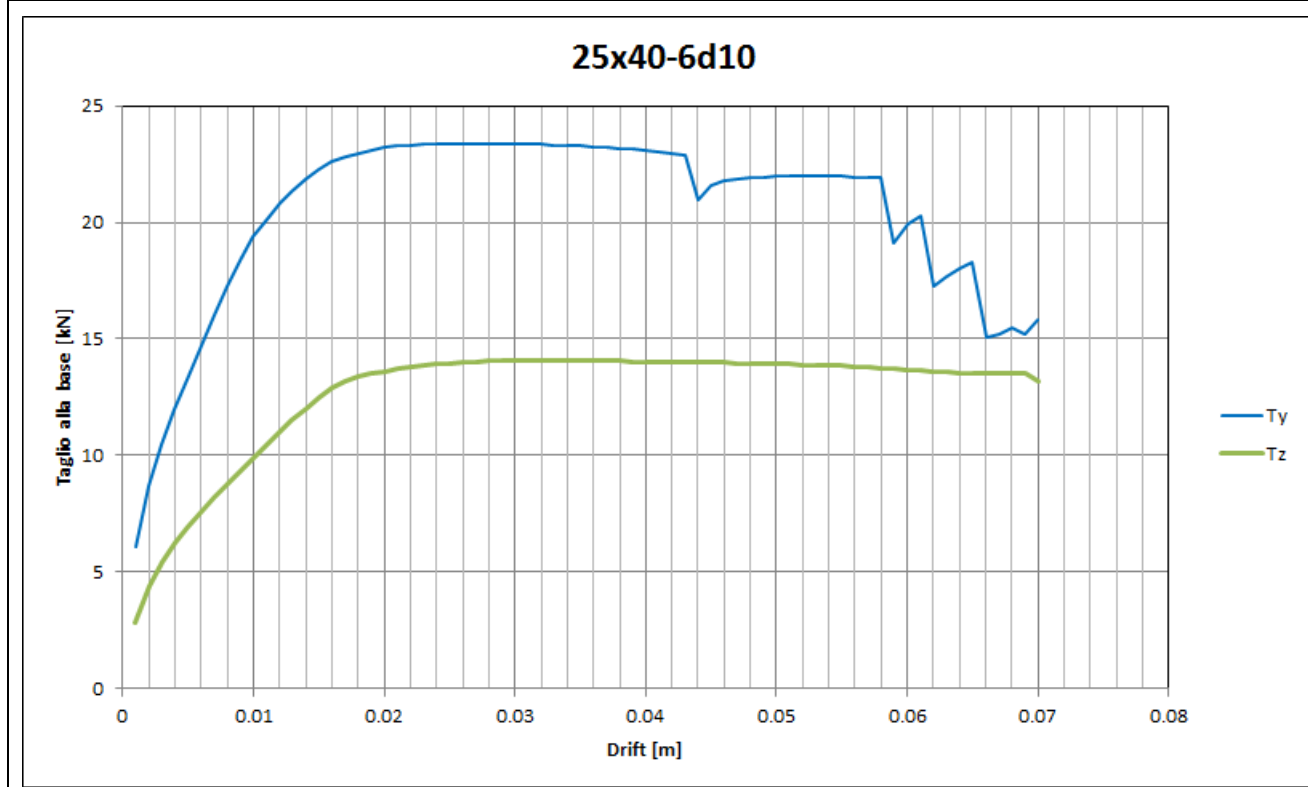
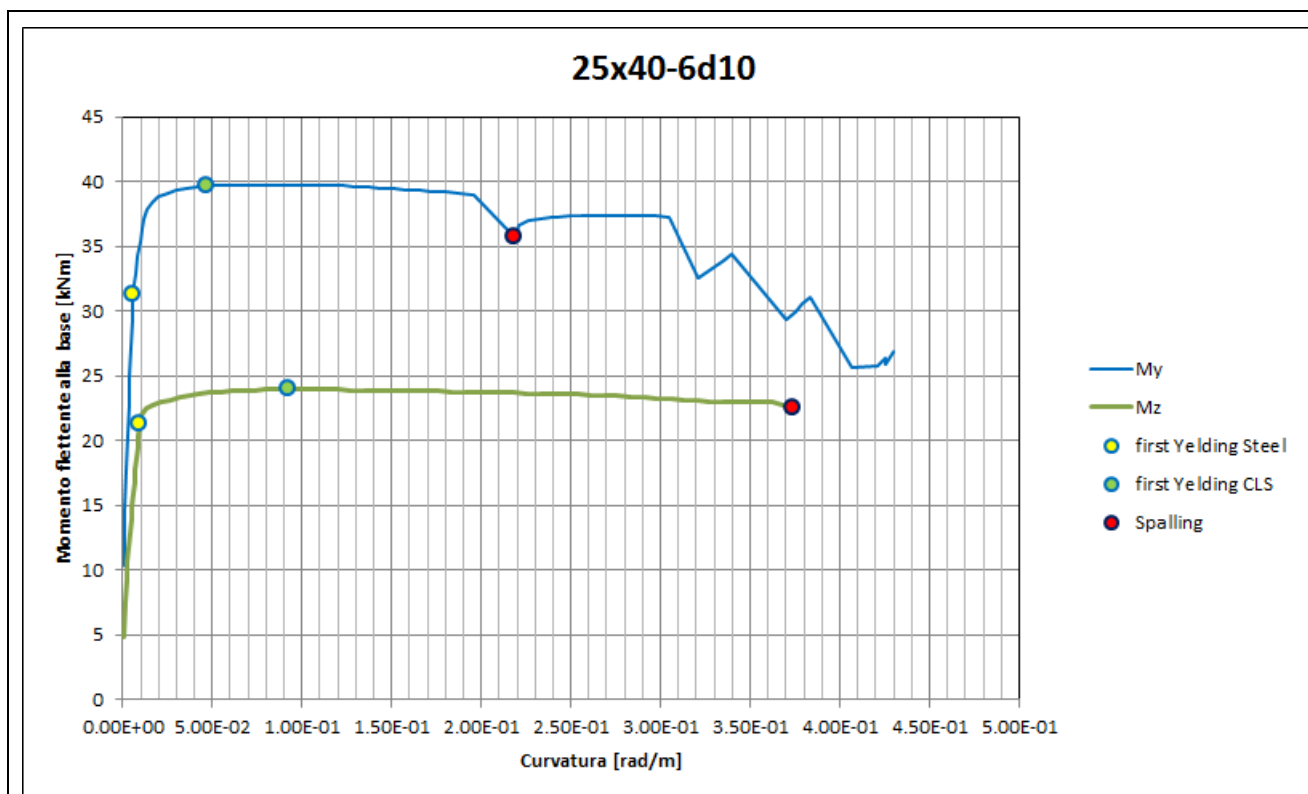
Denominazione sezione	25x40-6 ϕ 12	
	Pilastri	7 13 25 34 38 45 49 23 31 41 20 29
	Sforzo assiale [kN]	148
	Armature longitudinali	6 ϕ 12
	Staffe	ϕ 6/100
		L _{h,1} [mm] 370
		L _{h,2} [mm] 230
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.002139$ - $e_{c1}=0.015026$ - $e_{cu}=0.016529$ - $Z=62.08$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$

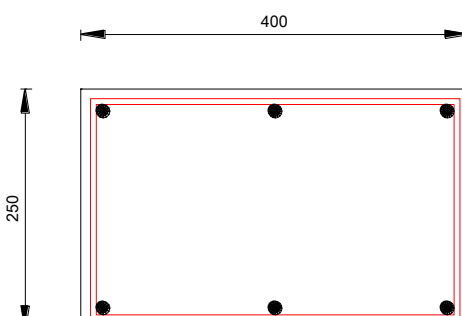


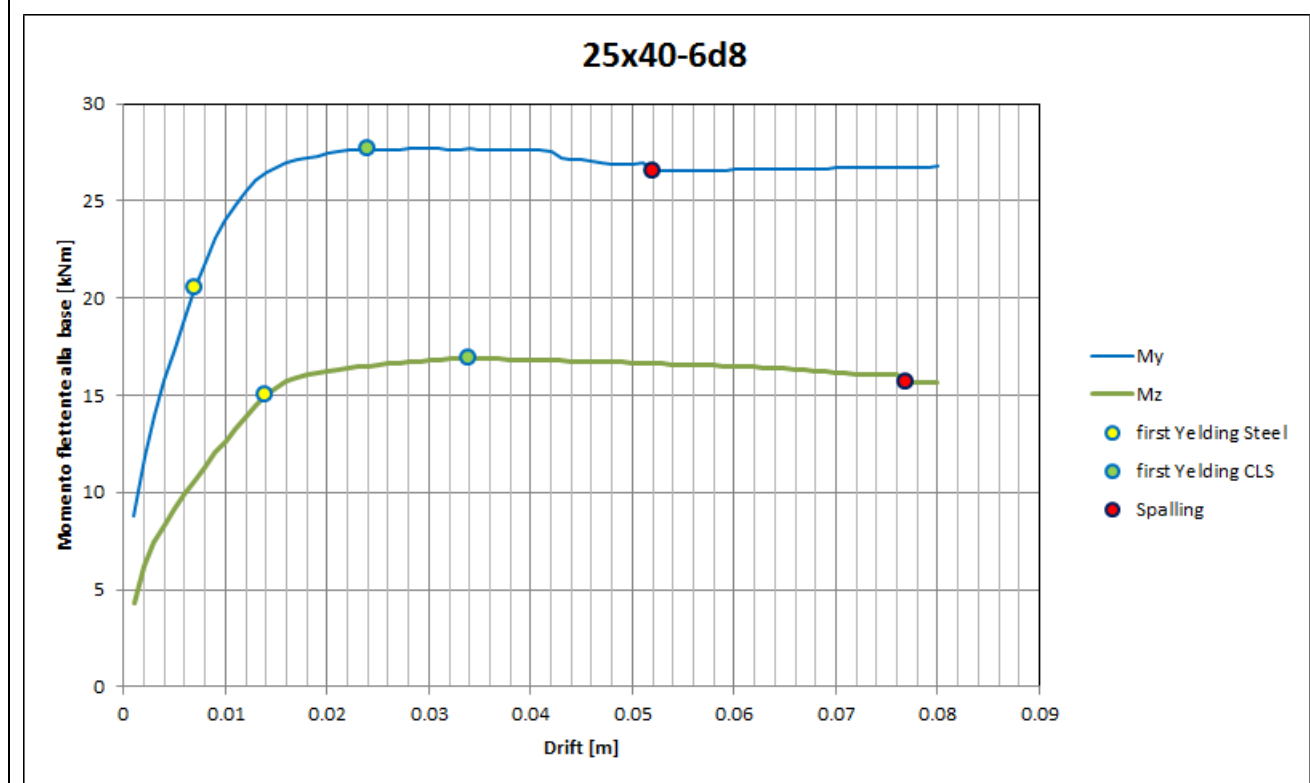


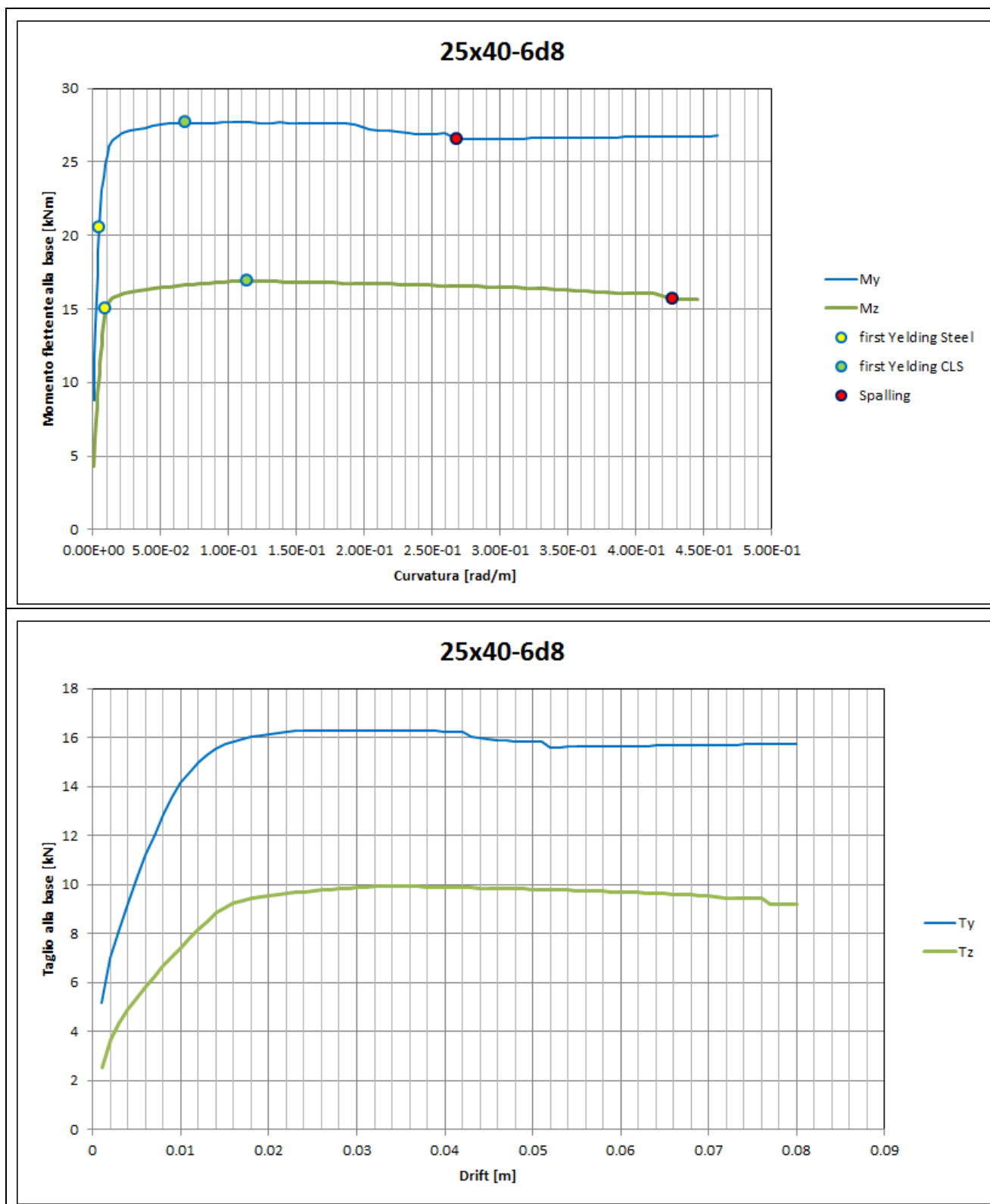
Denominazione sezione	25x40-6 ϕ 10		
	Pilastri	11 14 18 22 32 40 13 25 34 38 45 49 15 16 19	
	Sforzo assiale [kN]	77	
	Armature longitudinali	6 ϕ 10	
	Staffe	ϕ 6/100	
		$L_{h,1}$ [mm]	370
		$L_{h,2}$ [mm]	230
	Kent e Park: - C8/10 - $f'_{cm}=10$ - $K=1.11$ - $e_{c0}=0.002222$ - $e_{c1}=0.026693$ - $e_{cu}=0.029363$ - $Z=32.7$		
	Pinto e Menegotto: - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$		

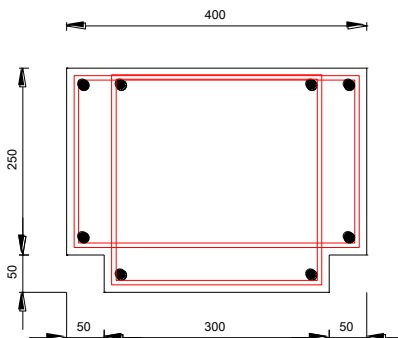


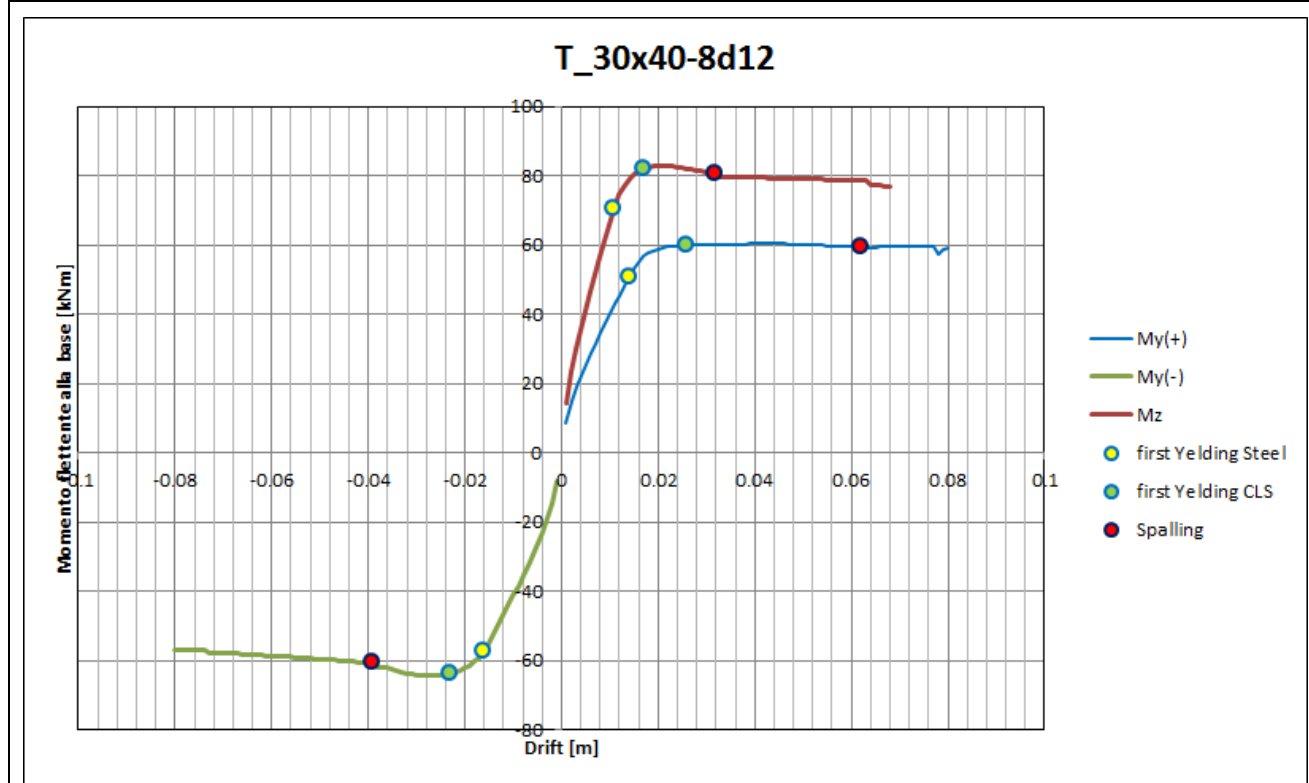


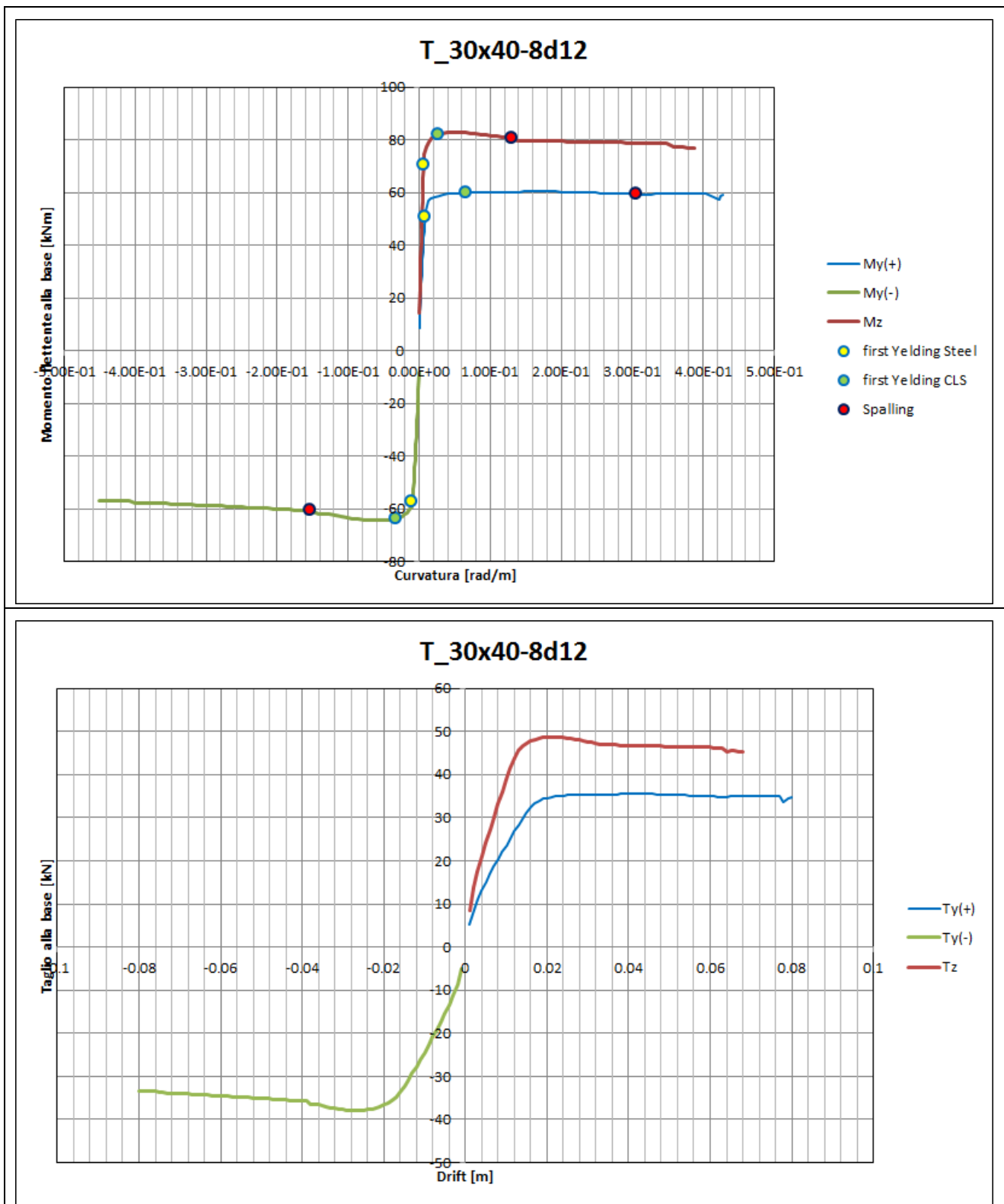
Denominazione sezione	25x40-6 ϕ 8	
	Pilastri	20 29
	Sforzo assiale [kN]	56
	Armature longitudinali	6F8
	Staffe	$\Phi 6/100$
		L _{h,1} [mm] 370
		L _{h,2} [mm] 230
	Kent e Park: <ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=16$ - $K=1.07$ - $e_{c0}=0.002139$ - $e_{c1}=0.015026$ - $e_{cu}=0.016529$ - $Z=62.08$ 	Pinto e Menegotto: <ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$





Denominazione sezione	T30x40-8φ12	
	Pilastri	17 26 28 35 37
	Sforzo assiale [kN]	135
	Armature longitudinali	8Φ12
	Staffe	Φ6/100
		L _{h,1} [mm] 370
		L _{h,2} [mm] 230
		L _{h,3} [mm] 270
	L _{h,4} [mm] 270	
	Kent e Park:	Pinto e Menegotto:
	<ul style="list-style-type: none"> - C8/10 - $f'_{cm}=10$ - $K=1.18$ - $e_{c0}=0.002375$ - $e_{c1}=0.031464$ - $e_{cu}=0.03461$ - $Z=27.5$ 	<ul style="list-style-type: none"> - $b=0.01$ - $E=200000 \text{ N/mm}^2$ - $f_{yh}=290 \text{ N/mm}^2$





5. DEFINIZIONE DEL DRIFT DI PIANO DI PROGETTO

Dall'esame dei legami momento-drift-sforzo assiale per i pilastri presenti nella struttura portante del blocco aule, è immediato constatare che la loro capacità di spostamento è molto limitata.

La tabella seguente mostra i valori di drift per i quali si raggiungono stati deformativi critici per il CLS, quali:

snervamento delle armature tese, snervamento del CLS compresso e lo spalling del copriferro (condizione che si ritiene non accettabile, sebbene non coincida con il raggiungimento dello Stato limite ultimo per i pilastri):

Valori dei drift di piano in mm, per i quali è atteso lo spalling del CLS di copriferro				
Seminterrato				
Sezioni	Quantità	Snervamento acciaio teso	Snervamento CLS compresso	Spalling
L-8Φ14	4	12	18	29
60x60-8Φ 20	2	8	10	12
25x35-4Φ16+2Φ20	2	15/22	19/27	25/39
25x35-6Φ16 st. Φ6/150	4	16/23	17/26	21/30
25x35-6Φ14 st. Φ6/150	6	13/21	17/25	21/31
25x35-6Φ12 st. Φ6/100	4	12/18	23/26	34/45
25x40-6Φ16	7	12/21	17/26	24/41
25x40-4Φ16+2Φ20	6	12/22	17/27	22/39
25x50-8Φ16 st. Φ6/200	1	10/22	14/26	18/34
25x52.5-6Φ16	2	9/19	14/28	21/42
25x60-8Φ16	3	8/22	11/26	14/34
30x60-8Φ18	5	9/18	11/21	14/27
30x50-8Φ16	3	10/18	13/21	17/28
Valori medi minimi di piano		12	16	24
Valori minimi di piano		8	10	12
Piano terra				
Sezioni	Quantità	Snervamento acciaio teso	Snervamento CLS compresso	Spalling
L-8Φ12	4	12	19	30
25x25-4Φ16	2	21	26	37
25x35-6Φ14 st. Φ6/150	4	13/21	17/25	21/31
25x35-6Φ14 st. Φ6/100	2	13/20	21/26	30/42
25x35-6Φ12 st. Φ6/100	4	12/18	23/26	32/45
25x35-6Φ12 st. Φ6/150	7	13/19	20/26	28/38
25x40-6Φ16	6	12/21	17/26	24/41
25x40-6Φ14	7	12/19	20/26	29/42
25x50-6Φ16	3	10/20	13/26	18/36
25x50-8Φ14	3	10/21	13/26	17/36
25x52.5-6Φ14	2	8/17	15/26	23/48
40x50-6Φ20 st. Φ6/200	2	10.5/13.5	11.5/14.5	13/16.5
T 30x60-8Φ16	5	8/16	11/22	16/30
T 25x50-8Φ14	1	10/16	14/28	20/36
Valori medi minimi di piano		12	18	26

Relazione di calcolo

Valori minimi di piano		8	11	13
Piano primo				
Sezioni	Quantità	Snervamento acciaio teso	Snervamento CLS compresso	Spalling
L-8Φ10	4	10	20	32
25x25-4Φ14	2	19	27	47
25x30-4Φ14	1	15/19	21/26	36/42
25x35-6Φ12 st. Φ6/150	4	13/19	20/26	28/38
25x35-6Φ10 st. Φ6/100	4	11/16	24/28	43/62
25x35-6Φ10 st. Φ6/150	6	11/16	23/27	35/56
25x35-4Φ14 st. Φ6/100	2	12/17	19/26	36/46
25x40-6Φ14	8	12/19	20/26	29/42
25x40-6Φ12	9	10/17	21/27	34/58
25x40-8Φ12	3	11/19	18/26	26/39
30x40-6Φ18	2	14/20	15/21	17/24
T 30x40-8Φ14	5	12/16	16/23	26/38
Valori medi minimi di piano		12	20	32
Valori minimi di piano		10	15	17
Piano secondo				
Sezioni	Quantità	Snervamento acciaio teso	Snervamento CLS compresso	Spalling
L-8Φ8	4	9	20	26
25x25-4Φ12	2	17	29	65
25x25-4Φ10	1	16	28	58
30x30-4Φ16	2	16	21	34
25x30-4Φ12	1	13/16	23/27	52/58
25x35-6Φ10 st. Φ6/150	4	11/16	23/27	35/56
25x35-6Φ8 st. Φ6/100	4	10/15	30/36	62/80
25x35-6Φ8 st. Φ6/150	6	10/14	25/32	53/70
25x35-4Φ12 st. Φ6/100	2	11/16	21/29	51/60
25x40-6Φ12	3	10/17	21/27	34/58
25x40-6Φ10	15	9/15	22/31	44/70
25x40-6Φ8	2	7/14	24/34	52/77
T 30x40-8Φ12	5	12/16	16/24	32/40
Valori medi minimi di piano		11	23	46
Valori minimi di piano		9	16	26

Nella tabella i valori separate dalla "/" sono relativi a sezioni con dimensioni differenti, pertanto i valori rappresentano il drift misurato rispetto all'asse forte/debole della sezione.

6. PROCEDURA DI PREDIMENSIONAMENTO DEI SETTI DI CONTROVENTO

In questa sezione si presenta la procedura che è stata adottata per la costruzione di un modello di calcolo semplificato, che riesce comunque ad approssimare l'interazione tra il telaio in C.A. esistente ed i nuovi setti in carpenteria metallica.

6.1 Fondamenti teorici delle procedura di predimensionamento

Per interpretare, in maniera semplificata, la deformazione laterale del telaio esistente in C.A., si adotta lo schema di calcolo seguente:

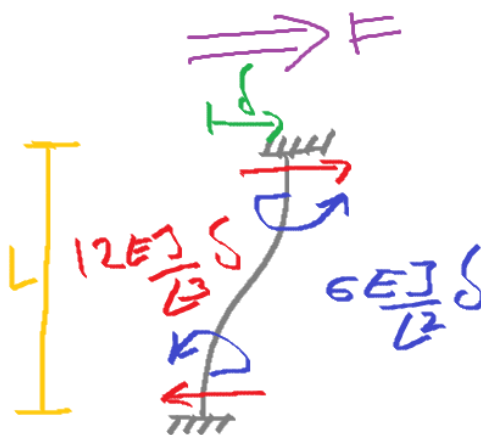


Figura 1

in cui con δ si è indicato il drift sommitale.

Alle estremità della colonna, nella configurazione deformata, nascono le sollecitazioni indicate che sono proporzionali al drift sommitale δ .

Per l'equilibrio, i vincoli alle estremità dell'asta, devono essere in grado di fornire azioni uguali e contrarie a quelle che agiscono agli estremi della colonna.

Le azioni indicate nello schema precedente possono essere quindi viste dualmente in maniera differente:

- o come le azioni che il vincolo produce alle estremità della colonna per mantenerla deformata ed in equilibrio;
- o come le azioni che l'estremità dell'asta trasmette al vincolo, sempre nella configurazione deformata.

Se quindi, come nello schema considerato, il vincolo sommitale può solo traslare, e non ruotare, significa che la sua rigidezza rotazionale è talmente elevata che riuscirà sempre a controbilanciare il momento flettente che nasce all'estremità della colonna, per effetto della deformazione laterale. In tal caso, l'azione F che deve essere applicata al vincolo di sommità per produrre la traslazione δ , è solamente

$$F_{\text{INCASTRO-INCASTRO}} = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3} \cdot \delta$$

ATTENZIONE: E' opportuno evidenziare che la forza F così calcolata vale nel caso specifico in cui alle estremità dell'asta siano presenti dei vincoli di incastro.

Se invece il vincolo sommitale fosse una cerniera pura, ed il vincolo alla base un incastro, allora il valore della forza F assumerebbe il seguente valore:

Relazione di calcolo

$$F_{\text{INCASTRO-CERNIERA}} = 3 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3} \cdot \delta$$

In generale quindi la forza F potrà essere espressa con la relazione:

$$F = \beta \cdot \frac{E \cdot J}{L^3} \cdot \delta$$

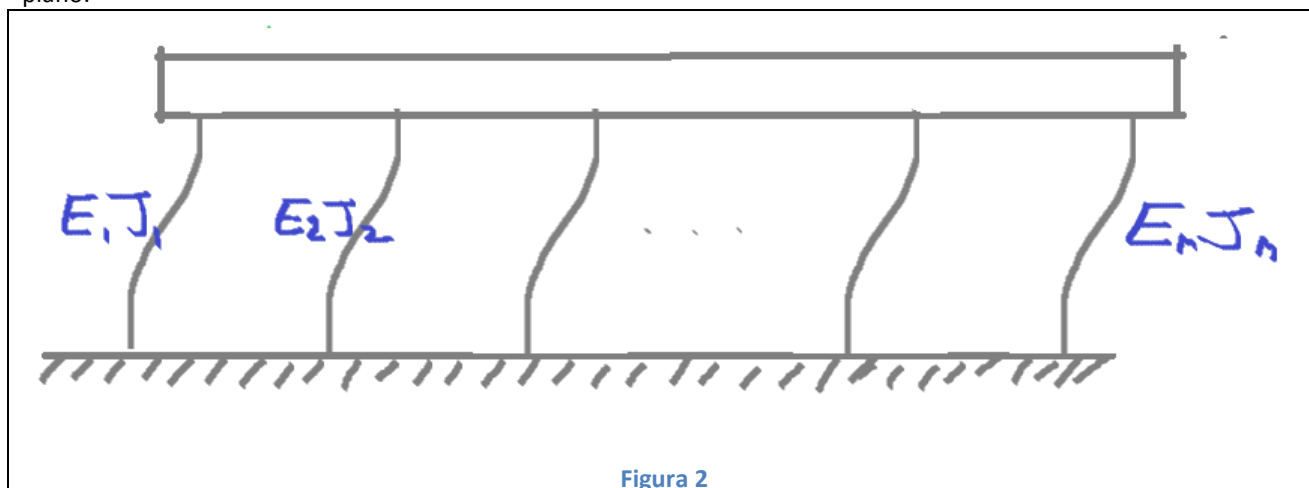
in cui β è un coefficiente che può assumere valori compresi tra 3 (incastro alla base e cerniera in sommità) e 12 (doppio incastro).

Il valore

$$K = \beta \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$$

è quindi la forza che si deve applicare in sommità della colonna, per dare vita ad uno spostamento unitario: K è quindi la *rigidezza traslazionale* della colonna.

Qualora più colonne siano connesse tra loro con una trave infinitamente rigida, a formare un telaio shear-type ad un piano:



la forza che è necessario applicare alla trave per deformare tutte le colonne (che si sposteranno della stessa quantità), varrà:

$$F_{TOT} = \sum_{i=1}^{i=N} F_i = \sum_{i=1}^{i=N} \beta_i \cdot \frac{E_i \cdot J_i}{L_i^3} \cdot \delta_i = \left[\sum_{i=1}^{i=N} \beta_i \cdot \frac{E_i \cdot J_i}{L_i^3} \right] \cdot \delta$$

La quantità

$$K_{eq} = \sum_{i=1}^{i=N} \beta_i \cdot \frac{E_i \cdot J_i}{L_i^3}$$

è quindi la rigidezza equivalente delle colonne connesse tra loro mediante la trave infinitamente rigida di impalcato.

Poiché il telaio in C.A. della scuola ha travi ribassate di una certa dimensione, è lecito ipotizzare che, almeno in prima approssimazione, il nodo trave-pilastro sia piuttosto rigido, quindi si può ritenere valida la schematizzazione semplificata indicata.

Relazione di calcolo

In un telaio piano a più impalcati, in cui le rotazioni ai nodi trave-pilastro possono essere considerati trascurabili, rispetto alle traslazioni laterali (telaio shear-type), è possibile quindi adottare una schematizzazione semplificata come quella dell'immagine seguente:

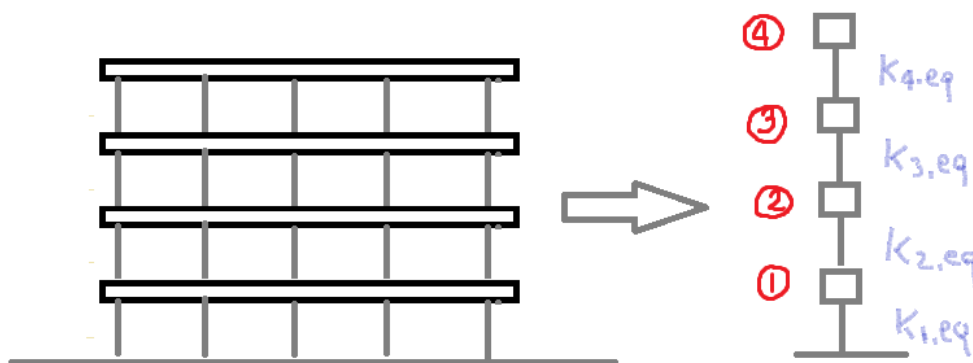


Figura 3

Le rigidezze equivalenti alla traslazione laterale delle colonne dei vari piani, si calcolano agevolmente con la relazione:

$$K_{eq,p} = \sum_{i=1}^{i=N} \beta_{i,p} \cdot \frac{E_{i,p} \cdot J_{i,p}}{L_{i,p}^3} \quad \forall p = 1, \dots, N_p$$

dove N_p è il numero di piani.

Ritenendo valida quindi la semplificazione del telaio descritta in precedenza, almeno in prima approssimazione, è possibile scrivere le equazioni di equilibrio del telaio stesso nella configurazione deformata generica, sia per la situazione dello stato di fatto che per la situazione dello stato di progetto

Stato di fatto

La deformata generica del singolo telaio piano (reso equivalente alla "pilastrata" con nodi che possono solo traslare), si ricava per sovrapposizione degli effetti degli schemi di calcolo seguenti:

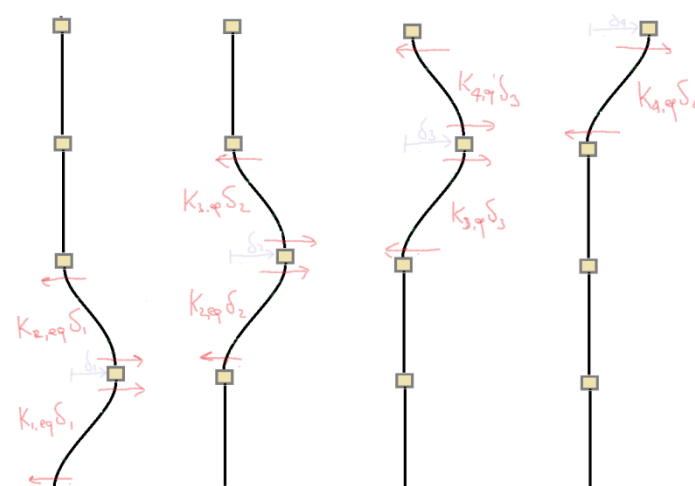


Figura 4

dove sono anche indicate le forze che nascono agli estremi dei pilastri di ciascun piano, quando sono applicate le deformazioni laterali generiche ai nodi (*metodo degli spostamenti*).

Poiché, come detto, i nodi possono solo traslare (telaio shear-type), le equazioni di equilibrio alla traslazione ai nodi risultano le seguenti:

nodo 1:

$$F_1 = (K_{eq,1} + K_{eq,2}) \cdot \delta_1 - K_{eq,2} \cdot \delta_2$$

nodo 2:

$$F_2 = -K_{eq,2} \cdot \delta_1 + (K_{eq,2} + K_{eq,3}) \cdot \delta_2 - K_{eq,3} \cdot \delta_3$$

nodo 3:

$$F_3 = -K_{eq,3} \cdot \delta_2 + (K_{eq,3} + K_{eq,4}) \cdot \delta_3 - K_{eq,4} \cdot \delta_4$$

nodo 4:

$$F_4 = -K_{eq,4} \cdot \delta_3 + K_{eq,4} \cdot \delta_4$$

ovvero:

$$\begin{cases} (K_{eq,1} + K_{eq,2}) \cdot \delta_1 - K_{eq,2} \cdot \delta_2 = F_1 \\ -K_{eq,2} \cdot \delta_1 + (K_{eq,2} + K_{eq,3}) \cdot \delta_2 - K_{eq,3} \cdot \delta_3 = F_2 \\ -K_{eq,3} \cdot \delta_2 + (K_{eq,3} + K_{eq,4}) \cdot \delta_3 - K_{eq,4} \cdot \delta_4 = F_3 \\ -K_{eq,4} \cdot \delta_3 + K_{eq,4} \cdot \delta_4 = F_4 \end{cases}$$

(1)

Sistema di equazioni di equilibrio per la schematizzazione equivalente del telaio
per lo STATO DI FATTO

Si osservi che i termini noti sono le forze che devono agire orizzontalmente in corrispondenza dei nodi, per mantenere la struttura nella generica configurazione deformata.

Stato di progetto

Nella configurazione di progetto, al telaio sarà affiancata una struttura di rinforzo il cui effetto elastico può essere schematizzato come segue:

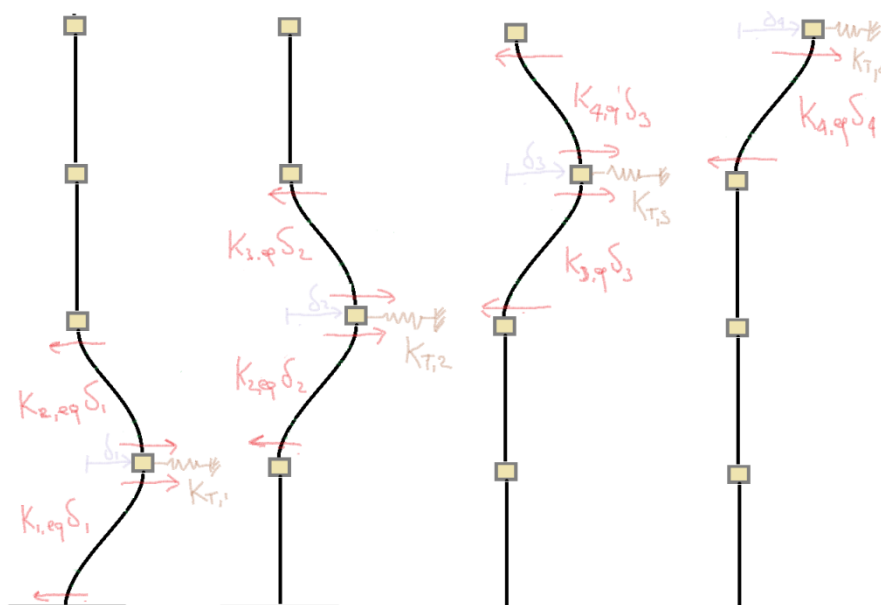


Figura 5

pertanto il sistema che governa l'equilibrio si modifica nel modo seguente:

Relazione di calcolo

$$\begin{cases} (K_{eq,1} + K_{eq,2} + K_{T,1}) \cdot \delta_1 - K_{eq,2} \cdot \delta_2 = F_1 \\ -K_{eq,2} \cdot \delta_1 + (K_{eq,2} + K_{eq,3} + K_{T,2}) \cdot \delta_2 - K_{eq,3} \cdot \delta_3 = F_2 \\ -K_{eq,3} \cdot \delta_2 + (K_{eq,3} + K_{eq,4} + K_{T,3}) \cdot \delta_3 - K_{eq,4} \cdot \delta_4 = F_3 \\ -K_{eq,4} \cdot \delta_3 + (K_{eq,4} + K_{T,4}) \cdot \delta_4 = F_4 \end{cases}$$

(2)

**Sistema di equazioni di equilibrio per la schematizzazione equivalente del telaio
per lo STATO DI PROGETTO**

Si osservi che, anche per la configurazione dello stato di progetto, i termini noti rappresentano le forze che devono agire orizzontalmente, in corrispondenza dei nodi, per mantenere la struttura nella generica configurazione deformata.

E' opportuno, a questo punto, rilevare alcune osservazioni importanti:

OSSERVAZIONE 1: il vettore delle incognite nei sistemi precedenti, rappresenta gli spostamenti **ASSOLUTI** (ovvero rispetto al terreno) dei vari nodi di impalcato. Per ricavare i drift di piano, è necessario fare le differenze algebriche tra i valori degli spostamenti assoluti, sapendo che:

$$\begin{aligned} \delta_1 &\equiv Drift_{seminterrato} \\ \delta_2 &\equiv \delta_1 + Drift_{pianoterra} \\ \delta_3 &\equiv \delta_2 + Drift_{piano primo} \\ \delta_4 &\equiv \delta_3 + Drift_{piano secondo} \end{aligned}$$

OSSERVAZIONE 2: Il sistema che governa l'equilibrio nella configurazione deformata dello stato di progetto, può esser riscritto nella forma seguente:

$$\begin{cases} K_{T,1} = \frac{F_1 + K_{eq,2} \cdot \delta_2 - (K_{eq,1} + K_{eq,2}) \cdot \delta_1}{\delta_1} \\ K_{T,2} = \frac{F_2 + K_{eq,3} \cdot \delta_3 + K_{eq,2} \cdot \delta_1 - (K_{eq,2} + K_{eq,3}) \cdot \delta_2}{\delta_2} \\ K_{T,3} = \frac{F_3 + K_{eq,4} \cdot \delta_4 + K_{eq,3} \cdot \delta_2 - (K_{eq,3} + K_{eq,4}) \cdot \delta_3}{\delta_3} \\ K_{T,4} = \frac{F_4 + K_{eq,4} \cdot \delta_3 - K_{eq,4} \cdot \delta_4}{\delta_4} \end{cases}$$

che risulta particolarmente utile in quanto, quando:

- sono note le forze di progetto applicate ai nodi;
- sono noti gli spostamenti assoluti limite ad ogni piano;

permette di stimare le rigidezze addizionali ai vari impalcati, che garantiscono il non superamento della traslazione limite di impalcato.

Relazione di calcolo

OSSERVAZIONE 3: Il taglio totale alla base (V_{base}), può essere stimato immediatamente così:

$$V_{base} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = K_{eq,1} \cdot \delta_1$$

mentre i tagli totali alla base delle colonne dei vari livelli, valgono:

$$V_{PT} = F_2 + F_3 + F_4$$

$$V_{1P} = F_3 + F_4$$

$$V_{2P} = F_4$$

OSSERVAZIONE 4: nelle equazioni precedenti, le rigidzze equivalenti dei vari impalcati, possono ovviamente essere rigidzze elastiche NON FESSURATE oppure FESSURATE.

Per tenere conto del calo di rigidzza dovuta alla fessurazione, si possono ridurre le rigidzze in maniera opportuna, con uno dei due modi seguenti:

- 1) si considera una riduzione della rigidzza pari al 50%, come consentito dalle NTC08, ovvero:

$$K_{eq,FESSURATA} = 0.5 \cdot K_{eq,ELASTICA}$$

- 2) Poiché sono noti i diagrammi Taglio-drift (ricavabili direttamente dai diagrammi momento-drift) per ogni tipologia di sezione resistente, è possibile, fissando un drift limite per ogni colonna, ricavare direttamente il taglio corrispondente al drift limite, **per la colonna**, pertanto la rigidzza traslazionale **della colonna** può essere ricavata così:

$$K_{colonnaFESSURATA} = \frac{T_{lim}}{DRIFT_{lim}}$$

Una volta nota la rigidzza di ogni singola colonna, basterà applicare la relazione per il calcolo della rigidzza equivalente di impalcato:

$$K_{eq} = \sum_{i=1}^{i=N} K_{colonnaFESSURATA,i}$$

OSSERVAZIONE 5: Una volta noti gli spostamenti assoluti e ricavati i drift di ciascun impalcato, è possibile calcolare direttamente le sollecitazioni flettenti e taglianti agli estremi delle singole colonne, ovvero:

$$M = \frac{6 \cdot E \cdot J}{L^2} \cdot drift$$

$$T = \frac{12 \cdot E \cdot J}{L^3} \cdot drift = \frac{2 \cdot M}{L}$$

Tramite le relazioni ricavate in precedenza sarà possibile definire una modalità di predimensionamento della struttura di rinforzo del telaio della scuola.

6.2 Modalità di schematizzazione semplificata del sistema telaio in C.A. + setti

I setti ed il telaio in C.A. costituiranno un sistema di due oscillatori accoppiati, che, in serie, si opporranno alle azioni sismiche

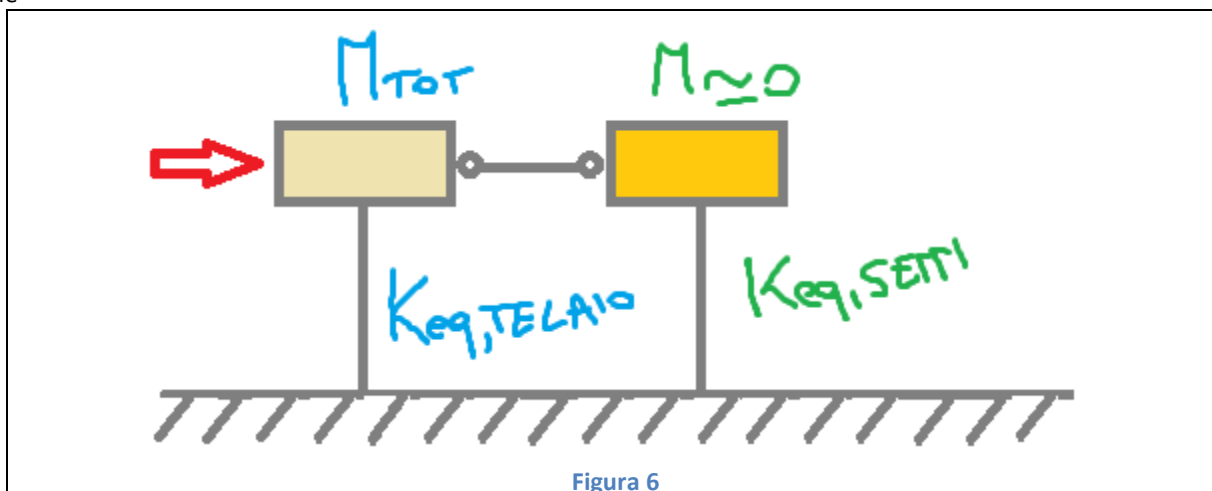


Figura 6

La massa dell'intero sistema può essere considerata concentrata solo nell'oscillatore equivalente al telaio, ovvero: si considera trascurabile la massa dei setti rispetto a quella del telaio della scuola.

Con la schematizzazione equivalente indicata in figura 12, unitamente alle relazioni di equilibrio descritte nel paragrafo precedente, è possibile predimensionare la rigidezza equivalente ai setti di rinforzo, in modo tale da contenere la deformazione del telaio in C.A. entro i drift limiti calcolati.

Poiché tale schematizzazione è molto semplificata, i risultati che si ottengono, ovviamente, andranno poi controllati con analisi numeriche nelle quali si riesca a considerare l'effetto irrigidente dei setti di rinforzo accoppiato al telaio in C.A. della Scuola.

Il suddetto schema di calcolo semplificato, consente però di arrivare ad una scelta guidata della rigidezza da attribuire ai setti di rinforzo.

Sono necessarie però alcune considerazioni preliminari, per comprendere come arrivare alla suddetta schematizzazione semplificata del sistema setti+telaio.

6.3 Definizione dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A.

L'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. è completamente definito quando sono note:

- la rigidezza equivalente $K_{eq,TELAIO}$;
- e la massa totale partecipante M_{TOT} ;

Calcolo della rigidezza equivalente $K_{eq,telaio}$

I drift limite di interpiano, che le varie colonne in C.A. possono sopportare, sono noti perché sono stati calcolati.

E' possibile definire quindi una *deformata limite del telaio in C.A.*, i cui spostamenti assoluti, valutati ai vari impalcati, possono essere considerati e valutati nel modo seguente:

$$\begin{aligned}\delta_{1,LIM} &\equiv Drift_{LIM,seminterrato} \\ \delta_{2,LIM} &\equiv \delta_{1,LIM} + Drift_{LIM,piano\ terra} \\ \delta_{3,LIM} &\equiv \delta_{2,LIM} + Drift_{LIM,piano\ primo} \\ \delta_{4,LIM} &\equiv \delta_{3,LIM} + Drift_{LIM,piano\ secondo}\end{aligned}$$

Relazione di calcolo

Gli spostamenti assoluti $\delta_{1,LIM}$, $\delta_{2,LIM}$, $\delta_{3,LIM}$ e $\delta_{4,LIM}$, individuano quindi una *deformata limite del telaio in C.A.* che, se non viene superata, garantirà anche il non superamento dei drift limite di interpiano che le colonne del telaio in C.A. possono sopportare.

Tale deformata limite può quindi essere immaginata anche come una *forma modale limite*, per il fatto che è proprio in fase di vibrazione della struttura che la deformata limite non deve essere superata.

Con tali assunzioni, sfruttando le relazioni di equilibrio (1), relative alla schematizzazione equivalente del telaio in C.A. nella configurazione dello stato di fatto,

$$\begin{cases} (K_{eq,1} + K_{eq,2}) \cdot \delta_{1,LIM} - K_{eq,2} \cdot \delta_{2,LIM} = F_{1,LIM,SF} \\ -K_{eq,2} \cdot \delta_{1,LIM} + (K_{eq,2} + K_{eq,3}) \cdot \delta_{2,LIM} - K_{eq,3} \cdot \delta_{3,LIM} = F_{2,LIM,SF} \\ -K_{eq,3} \cdot \delta_{2,LIM} + (K_{eq,3} + K_{eq,4}) \cdot \delta_{3,LIM} - K_{eq,4} \cdot \delta_{4,LIM} = F_{3,LIM,SF} \\ -K_{eq,4} \cdot \delta_{3,LIM} + K_{eq,4} \cdot \delta_{4,LIM} = F_{4,LIM,SF} \end{cases}$$

si calcolano le azioni corrispondenti che, se applicate agli impalcati, daranno vita proprio alla *forma modale limite* che garantisce il non superamento dei drift limite di interpiano.

La soluzione del sistema, fornisce quindi i *taglianti sismici limite di piano* corrispondenti alla *forma modale limite*, senza superare i drift limite di interpiano (calcolati) che i pilastri del telaio in C.A. possono sopportare.

Noti quindi i suddetti taglianti sismici limite $F_{i,LIM,SF} \forall i=1,...,4$ (corrispondenti alla *forma modale limite*), si può calcolare:

- Il taglio alla base dell'oscillatore equivalente al telaio in C.A.

$$V_{base,SF} = F_{1,LIM,SF} + F_{2,LIM,SF} + F_{3,LIM,SF} + F_{4,LIM,SF} = K_{eq,1} \cdot \delta_{1,LIM,SF}$$

- l'altezza dell'oscillatore equivalente al telaio in C.A., in cui concentrare tutta l'azione sismica laterale supportabile dal telaio stesso,

$$H_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF} \cdot H_i}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}$$

in cui le $H_i \forall i=1,...,4$ sono le quote degli impalcati alle quali concentrare le azioni limite $F_{i,LIM,SF} \forall i=1,...,4$.

Nota quindi l'altezza H_{eq} dell'oscillatore equivalente al telaio in C.A., e nota la *forma modale limite* (ovvero noti tutti gli spostamenti assoluti di impalcato), è possibile calcolare:

- lo spostamento assoluto $\delta(H_{eq})$ dell'oscillatore elastico equivalente al telaio (ad esempio per interpolazione lineare);
- quindi noto $\delta(H_{eq})$ è possibile calcolare la rigidezza dell'oscillatore stesso:

$$\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF} = K_{eq,1} \cdot \delta_{1,LIM,SF} = K_{eq,TELAIO} \cdot \delta(H_{eq}) \Rightarrow K_{eq,TELAIO} = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}{\delta(H_{eq})} = \frac{K_{eq,1} \cdot \delta_{1,LIM,SF}}{\delta(H_{eq})}$$

ATTENZIONE: la rigidezza $K_{eq,TELAIO}$ dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. dipende fortemente dall'entità degli spostamenti assoluti $\delta_{1,LIM}$, $\delta_{2,LIM}$, $\delta_{3,LIM}$ e $\delta_{4,LIM}$, e dal modo (ovvero dallo schema di vincolo agli estremi delle colonne) in cui viene calcolata la rigidezza equivalente dei singoli livelli del telaio in C.A.

Calcolo della Massa totale partecipante M_{tot}

La massa totale partecipante M_{TOT} dell'oscillatore equivalente al telaio in C.A., può essere stimata uguagliando:

- il taglio sismico totale alla base del fabbricato (calcolato mediante lo spettro di risposta);
- ed il taglio sismico che si calcola direttamente dalla schematizzazione semplificata del telaio in C.A. (metodo degli spostamenti)

ovvero:

$$V_{base,DOMANDA} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g = V_{base,SF} = K_{eq,1} \cdot \delta_{1,LIM,SF} \Rightarrow M_{TOT} = \frac{K_{eq,1} \cdot \delta_{1,LIM,SF}}{S_a(T) \cdot g} = \frac{K_{eq,TELAIO} \cdot \delta(H_{eq})}{S_a(T) \cdot g}$$

A tal proposito è ovviamente necessario, però, poter esprimere anche $S_a(T)$, quindi devono essere noti:

- il periodo proprio associato alla *forma modale limite*;
- la curva dello spettro di risposta di riferimento;

Il periodo proprio associato alla *forma modale limite*, può essere stimato:

- o tramite un'analisi modale del fabbricato;
- o con relazione sperimentali che tengano conto in maniera più corretta, degli effetti della fessurazione e del comportamento non lineare dei materiali costruttivi. Una relazione che risulta ben confermata dalla realtà sperimentale è la seguente:

$$T = 0.1 \cdot H_n$$

in cui H_n è l'altezza in m dell'edificio, e T è il periodo in s del modo fondamentale di vibrazione. Poiché H_n è nota, allora anche il periodo T è noto.

La curva spettrale di riferimento, può essere ottenuta riscaldando lo spettro di risposta a SLV, fino ad intersecare, in corrispondenza del periodo T della *forma modale limite*, la curva spettrale rappresentativa del sisma che la struttura in C.A. riesce a sopportare.

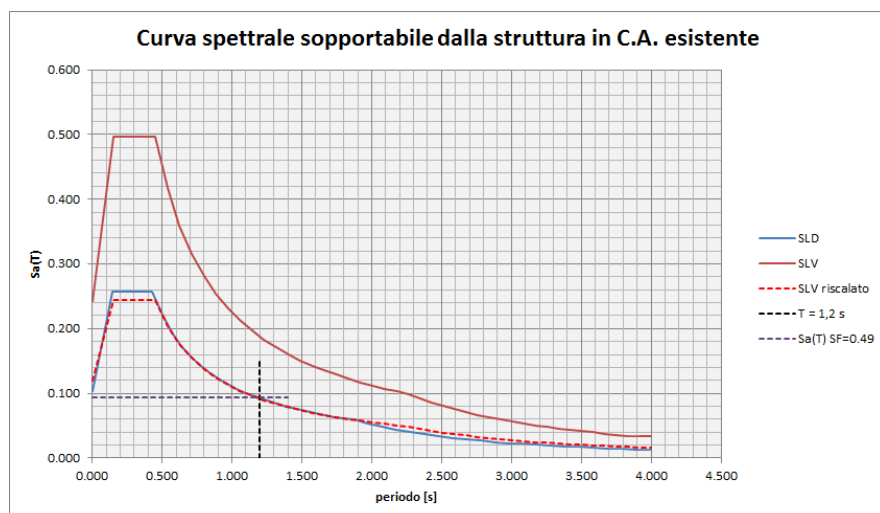
Dall'analisi di vulnerabilità sismica e dal calcolo dei drift limiti di interpiano sopportabili dai pilastri in C.A. dei telai della Scuola, risulta che la capacità di spostamento e la capacità resistente del telaio in C.A. sono molto limitate, per cui il telaio in C.A. esistente (privo del contributo dei tamponamenti) riesce a superare (più o meno) dei sismi tipici dello SLD.

La curva spettrale per il calcolo di $S_a(T)$, può essere ottenuta quindi riscaldando lo spettro di risposta a SLV, fino ad intersecare, in corrispondenza del periodo T della *forma modale limite*, la curva spettrale corrispondente ai sismi tipici di SLD.

Poiché l'altezza del fabbricato è di circa 12, il periodo relativo vale:

$$T = 0.1 \cdot H_n = 0.1 \cdot 12 = 1.2 \text{ s}$$

quindi la riscaltatura dello spettro di SLV porta al seguente risultato:



Dal grafico si ricava che in corrispondenza del periodo $T=1,2$ s, $S_a(T)=0.093$.

La massa totale partecipante M_{TOT} dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A., può essere stimata così:

$$M_{TOT} = \frac{K_{eq,1} \cdot \delta_{1,LIM,SF}}{S_a(T) \cdot g} = \frac{K_{eq,1} \cdot \delta_{1,LIM,SF}}{0.093 \cdot g}$$

ATTENZIONE: Si osservi che la stima di M_{TOT} risente di tutte le ipotesi fatte in precedenza ovvero:

- l'entità degli spostamenti assoluti $\delta_{1,LIM}$, $\delta_{2,LIM}$, $\delta_{3,LIM}$ e $\delta_{4,LIM}$;
- il modo (ovvero dallo schema di vincolo agli estremi delle colonne) in cui viene calcolata la rigidità equivalente dei singoli livelli del telaio in C.A.;
- il modo in cui è stato calcolata la rigidità $K_{eq,TELAIO}$ dell'oscillatore equivalente al telaio in C.A. esistente.

Calibrazione dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A.

Le elongazioni matematiche delle proprietà fondamentali che caratterizzano l'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A., sono quindi note dai paragrafi precedenti.

E' necessario osservare che, lo studio di predimensionamento dei setti di rinforzo, non ha la presunzione di poter sostituire completamente un'analisi strutturale vera e propria di tutto il sistema setti + telaio in C.A., ma ha solo l'obiettivo di guidare la scelta di una geometria da attribuire ai setti di irrigidimento.

Ciò implica che, necessariamente, dovranno essere effettuati controlli e/o eventuali correzioni, per garantire che il metodo semplificato di predimensionamento non si discosti troppo da quella che potrebbe essere una soluzione più corretta, affinché i calcoli semplificati possano portare comunque ad un risultato non troppo distante dalla soluzione progettuale definitiva.

Per quanto concerne l'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A., due sono i controlli che si possono fare:

- 1) Verificare che sia rispettata più o meno la seguente relazione:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{K_{eq,TELAIO} \cdot \delta(H_{eq})}{K_{eq,TELAIO} \cdot S_a(T) \cdot g}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta(H_{eq})}{S_a(T) \cdot g}} \cong 0.1 \cdot H_n$$

- 2) Verificare che M_{TOT} non sia molto distante dalla massa partecipante che si può ottenere con un'analisi modale della struttura esistente.

Una volta effettuati tali controlli e apportate le eventuali correzioni, l'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. risulterà definito in tutti i suoi elementi.

6.4 Definizione dell'oscillatore elastico equivalente ai setti di rinforzo

L'oscillatore elastico equivalente ai setti di rinforzo, avrà invece:

- una massa trascurabile rispetto a quella del telaio;
- la stessa altezza equivalente;
- lo stesso valore dello spostamento assoluto $\delta(H_{eq})$ dell'oscillatore equivalente al telaio in C.A.

La prima delle tre caratteristiche è ragionevolmente sostenibile senza particolari verifiche e/o dimostrazioni.

Perché sia vera la seconda è necessario invece che

$$H_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF} \cdot H_i}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}} \cong \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP} \cdot H_i}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP}}$$

dove le $F_{i,SP} \forall i = 1, \dots, 4$ sono i taglianti sismici agli impalcati del sistema strutturale setti+telaio in C.A., ovvero: lo stato di progetto.

E' sufficiente allora imporre che, le azioni agli impalcati che si inseriscono nel sistema di equazioni (2) che governano l'equilibrio del sistema strutturale equivalente telaio+setti

$$\begin{cases} (K_{eq,1} + K_{eq,2} + K_{T,1}) \cdot \delta_1 - K_{eq,2} \cdot \delta_2 = F_1 \\ -K_{eq,2} \cdot \delta_1 + (K_{eq,2} + K_{eq,3} + K_{T,2}) \cdot \delta_2 - K_{eq,3} \cdot \delta_3 = F_2 \\ -K_{eq,3} \cdot \delta_2 + (K_{eq,3} + K_{eq,4} + K_{T,3}) \cdot \delta_3 - K_{eq,4} \cdot \delta_4 = F_3 \\ -K_{eq,4} \cdot \delta_3 + (K_{eq,4} + K_{T,4}) \cdot \delta_4 = F_4 \end{cases}$$

conservino i rapporti relativi tra i taglianti sismici limite $F_{i,LIM,SF} \forall i = 1, \dots, 4$ di piani adiacenti, relativi allo stato di fatto.

Nel sistema precedente, quindi, i taglianti di piano di progetto $F_{i,SP} \forall i = 1, \dots, 4$ (quelli che la struttura deve sopportare con la presenza dei setti), saranno dei multipli dei taglianti limite $F_{i,LIM,SF} \forall i = 1, \dots, 4$, relativi allo stato di fatto, e dovranno conservare i rapporti relativi tra taglianti di impalcati adiacenti.

Perché sia vera la terza delle precedenti condizioni, deve invece valere la seguente relazione:

$$K_{eq,TELAIO+SETTI} = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP}}{\delta(H_{eq})} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}$$

e quindi si può calcolare il periodo:

$$T_{TELAIO+SETTI} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI}}}$$

Poiché l'oscillatore equivalente ai setti è in serie a quello equivalente al telaio in C.A., allora vale:

$$K_{eq,SETTI} = K_{eq,TELAIO+SETTI} - K_{eq,TELAIO} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP} - \sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}} = K_{eq,TELAIO} \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}} - 1 \right)$$

6.5 Descrizione della procedura iterativa di predimensionamento

Poiché sono note tutte le proprietà degli oscillatori elastici equivalenti sia al telaio in C.A. della Scuola che ai setti di rinforzo, allora quando sono noti anche i taglianti sismici agli impalcati $F_{i,SP} \forall i = 1, \dots, 4$ (ovvero il valore di progetto del taglio sismico alla base) del sistema strutturale setti+telaio in C.A.

$V_{base\ SETTI+TELAIO,SP} = F_{1,SP} + F_{2,SP} + F_{3,SP} + F_{4,SP} = V_{base\ TELAI0,SF} + V_{base\ SETTI,SP} = K_{eq,1} \cdot \delta_{1,LIM,SF} + V_{base\ SETTI,SP}$
con le relazioni di equilibrio (2) per la configurazione deformata di progetto del sistema strutturale telaio in C.A. + setti:

$$\begin{cases} K_{T,1} = \frac{F_1 + K_{eq,2} \cdot \delta_2 - (K_{eq,1} + K_{eq,2}) \cdot \delta_1}{\delta_1} \\ K_{T,2} = \frac{F_2 + K_{eq,3} \cdot \delta_3 + K_{eq,2} \cdot \delta_1 - (K_{eq,2} + K_{eq,3}) \cdot \delta_2}{\delta_2} \\ K_{T,3} = \frac{F_3 + K_{eq,3} \cdot \delta_2 + K_{eq,4} \cdot \delta_4 - (K_{eq,3} + K_{eq,4}) \cdot \delta_3}{\delta_3} \\ K_{T,4} = \frac{F_4 + K_{eq,4} \cdot \delta_3 - K_{eq,4} \cdot \delta_4}{\delta_4} \end{cases}$$

è possibile calcolare:

- le rigidzze che devono essere garantite ai vari impalcati, per non fare superare i drift limite di piano ai pilastri della struttura in C.A. esistente (informazione che permette di dare una geometria ai setti di rinforzo);
- il momento ribaltante massimo alla base dei setti di rinforzo:

$$M_{rib} = \sum_{i=1}^{i=4} K_{T,i} \cdot \delta_{i,LIM,SF} \cdot H_i$$

Ma il valore dei i taglianti sismici agli impalcati $F_{i,SP} \forall i = 1, \dots, 4$, non è noto a priori, perché dipende dal livello di resistenza sismica che si vuole raggiungere con l'intervento di rinforzo.

Inoltre, il valore di tali taglianti sismici, non può essere incrementato a caso, ma deve venire aumentato correlandolo ad un valore di indicatore sismico, in modo che già nella fase di predimensionamento si possa conoscere il livello di sicurezza sismica che può/vuole raggiungere.

Nota quindi la *curva spettrale di riferimento* (ovvero la spettro di risposta che fornisce le azioni sismiche che la struttura del telaio in C.A. della Scuola riesce a sopportare nella configurazione dello stato di fatto...che si è visto essere poco diversa dalla curva spettrale di SLD), si può quindi pensare di procedere iterativamente, nel modo seguente,:

primo step:

- 1) si fissa il valore di primo tentativo per il periodo della struttura, che, ad inizio della procedura, si assume pari a quello dello stato di fatto (del solo telaio quindi), ovvero $T_{STEP,1} = 0.1 \cdot H_n$;
- 2) si individua quindi sulla curva spettrale di riferimento l'accelerazione spettrale corrispondente al periodo T fissato di primo tentativo;
- 3) l'inserimento dei setti irrigidisce la struttura e garantisce una resistenza complessiva del sistema setti+telaio in C.A. maggiore, quindi:
 - a. si riscalda in aumento (simulando così l'aumento di taglio alla base) la curva spettrale di riferimento di una certa aliquota (es. 30%) e si ricava l'accelerazione spettrale di primo tentativo, corrispondente al periodo T fissato di primo tentativo;
 - b. nota la massa totale del sistema strutturale telaio in C.A. + setti, si calcola il nuovo taglio alla base

$$V_{base\ SETTI+TELAIO,SP,STEP1} = F_{1,SP} + F_{2,SP} + F_{3,SP} + F_{4,SP} \text{ che deve sopportare la struttura;}$$

Relazione di calcolo

- c. si calcola quindi la nuova rigidezza equivalente al sistema strutturale telaio in C.A. + setti, in modo tale che siano rispettati i rapporti tra taglianti sismici di impalcati adiacenti:

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP1} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP,STEP1}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}$$

- d. si calcola il periodo corrispondente a tale rigidezza, dal momento che il nuovo taglio alla base della configurazione di progetto, è stato valutato per il periodo di primo tentativo:

$$T_{TELAIO+SETTI,STEP1} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP1}}}$$

- e. si riscalda la curva spettrale incrementata del primo step, in modo tale che passi per il punto individuato dal valore di accelerazione spettrale di primo tentativo e dal periodo $T_{TELAIO+SETTI,STEP1}$; tale curva spettrale riscaldata, corrisponde alla *curva spettrale riscaldata finale del primo step*.

- 4) si fissa il valore di periodo di secondo tentativo $T_{STEP,2} = T_{TELAIO+SETTI,STEP1}$

secondo step:

- 1) noto $T_{STEP,2} = T_{TELAIO+SETTI,STEP1}$ e nota la curva spettrale riscaldata finale dello step precedente, si ricava l'accelerazione spettrale corrispondente a $T_{STEP,2}$;

- 2) quindi:

- a. si riscalda in aumento (simulando così l'aumento di taglio alla base) la curva spettrale riscaldata finale dello step precedente, di una certa aliquota (es. 30%), e si ricava l'accelerazione spettrale di secondo tentativo, corrispondente al periodo $T_{STEP,2}$;
- b. nota la massa totale del sistema strutturale telaio in C.A. + setti, si calcola il nuovo taglio alla base $V_{base SETTI+TELAIO,SP,STEP2} = F_{1,SP} + F_{2,SP} + F_{3,SP} + F_{4,SP}$ che deve sopportare la struttura;
- c. si calcola quindi la nuova rigidezza equivalente al sistema strutturale telaio in C.A. + setti, in modo tale che siano rispettati i rapporti tra taglianti sismici di impalcati adiacenti:

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP2} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP,STEP2}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}$$

- d. si calcola il periodo corrispondente a tale rigidezza, dal momento che il nuovo taglio alla base della configurazione di progetto, è stato valutato per il periodo $T_{STEP,2}$:

$$T_{TELAIO+SETTI,STEP2} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP2}}}$$

- e. si riscalda la curva spettrale incrementata del secondo step, in modo tale che passi per il punto individuato dal valore di accelerazione spettrale di secondo tentativo e dal periodo $T_{TELAIO+SETTI,STEP2}$; tale curva spettrale riscaldata, corrisponde alla *curva spettrale riscaldata finale del secondo step*.

- 3) si fissa il valore di periodo di terzo tentativo $T_{STEP,3} = T_{TELAIO+SETTI,STEP2}$

step n-esimo:

- 1) noto $T_{STEP,n} = T_{TELAIO+SETTI,STEP(n-1)}$ e nota la curva spettrale riscaldata finale dello step precedente, si ricava l'accelerazione spettrale corrispondente a $T_{STEP,n}$;

- 2) quindi:

Relazione di calcolo

- f. si riscalda in aumento (simulando così l'aumento di taglio alla base) la curva spettrale riscalata finale dello step precedente, di una certa aliquota (es. 30%), e si ricava l'accelerazione spettrale di secondo tentativo, corrispondente al periodo $T_{STEP,n}$;
- g. nota la massa totale del sistema strutturale telaio in C.A. + setti, si calcola il nuovo taglio alla base $V_{base\ SETTI+TELAIO,SP,STEPn} = F_{1,SP} + F_{2,SP} + F_{3,SP} + F_{4,SP}$ che deve sopportare la struttura;
- h. si calcola quindi la nuova rigidezza equivalente al sistema strutturale telaio in C.A. + setti, in modo tale che siano rispettati i rapporti tra taglianti sismici di impalcati adiacenti:

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEPn} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP,STEPn}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}$$

- i. si calcola il periodo corrispondente a tale rigidezza, dal momento che il nuovo taglio alla base della configurazione di progetto, è stato valutato per il periodo $T_{STEP,2}$:

$$T_{TELAIO+SETTI,STEPn} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEPn}}}$$

- j. si riscalda la curva spettrale incrementata del secondo step, in modo tale che passi per il punto individuato dal valore di accelerazione spettrale di secondo tentativo e dal periodo $T_{TELAIO+SETTI,STEPn}$; tale curva spettrale riscalata, corrisponde alla *curva spettrale riscalata finale dello step n-esimo*.

- 3) si fissa il valore di periodo di terzo tentativo $T_{STEP,n+1} = T_{TELAIO+SETTI,STEPn}$

Si procede quindi nel modo seguente, fino a quando la curva riscalata finale dello step, si discosta dalla curva spettrale di SLV del sito, dell'aliquota pari all'indicatore di rischio sismico che si intende raggiungere con il progetto dell'intervento di rinforzo.

6.6 Applicazione della procedura di predimensionamento dei setti di rinforzo

Il procedimento di predimensionamento viene applicato ai **tre** telai centrali (perché maggiormente caricati e privi dei pilastri corti alla base) di una delle due direzioni ortogonali di (pseudo) simmetria per la struttura: la direzione Nord-Sud.

Per tutte le colonne si assume un valore del modulo elastico del CLS pari a:

$$E = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 22000 \cdot \left(\frac{16}{10} \right)^{0.3} = 25331 \text{ N/mm}^2$$

ATTENZIONE: il valore della resistenza media assunta, è pari a quella che si stimava all'epoca in cui i calcoli di predimensionamento venivano svolti, in cui ancora non erano terminate le prove sui materiali.

6.7 Caratteristiche dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. – stato di fatto - Rigidezza traslazionale equivalente al telaio in C.A.

Le rigidezze traslazionali elastiche equivalenti delle colonne del telaio in C.A., sono calcolate nelle tabelle che seguono in riferimento:

- alla sezione interamente reagente;
- alla sezione fessurata (si considera in tal caso una riduzione del 50% della corrispondente rigidezza calcolata per la sezione interamente reagente);

Sono riportate anche le rigidezze stimate in base ai diagrammi taglio-drift valutati analiticamente colonna per colonna.

Calcolo rigidezze traslazionali equivalenti per il telaio centrale – dir. N-S

Relazione di calcolo

Piano seminterrato							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
50x25	500	250	651041667	1450	64914	32457	2000
60x60	600	600	10800000000	2710	164949	82474	27500
60x60	600	600	10800000000	2710	164949	82474	27500
60x30	600	300	1350000000	2710	20619	10309	4285
35x25	350	250	455729167	1450	45440	22720	1550
Rigidezza equivalente piano terra						230435	62850
Piano terra							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
T50x25	500	250	651041667	2760	9413	4706	1000
40x50	400	500	4166666667	2760	60241	30121	13000
40x50	400	500	4166666667	2760	60241	30121	13000
60x30	600	300	1350000000	2760	19518	9759	2600
25x25	250	250	325520833	3400	2518	1259	1050
Rigidezza equivalente piano terra						75966	30650
Piano primo							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
30x25	300	250	390625000	2760	5648	2824	846
30x40	300	400	1600000000	2760	23133	11566	5200
30x40	300	400	1600000000	2760	23133	11566	5200
T40x30	400	300	900000000	2760	13012	6506	2100
25x25	250	250	325520833	3400	2518	1259	670
Rigidezza equivalente piano terra						33721	14016
Piano secondo							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
30x25	300	250	390625000	2760	5648	2824	550
30x30	300	300	675000000	2760	9759	4880	1600
30x30	300	300	675000000	2760	9759	4880	1600
40x30	400	300	900000000	2760	13012	6506	1350
25x25	250	250	325520833	3400	2518	1259	410
Rigidezza equivalente piano secondo						20348	5500

Calcolo rigidezze traslazionali equivalenti per telaio alla SX di quello centrale– dir. N-S

Piano seminterrato							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
25x40	250	400	1333333333	1450	132944	66472	3350
30x50	300	500	3125000000	2750	45676	22838	8250
30x60	300	600	5400000000	2750	78928	39464	8250
25x40	250	400	1333333333	2750	19488	9744	3500

Relazione di calcolo

30x60	300	600	5400000000	3350	43661	21830	14500
30x50	300	500	3125000000	3350	25267	12633	8200
60x25	600	250	781250000	3350	6317	3158	2300
25x40	250	400	1333333333	2750	19488	9744	11800
25x40	250	400	1333333333	1450	132944	66472	3400
Rigidità equivalente piano seminterrato						252356	63550
Piano terra							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
25x40	250	400	1333333333	2750	19488	9744	2400
25x50	250	500	2604166667	2750	38063	19032	6500
30x60	300	600	5400000000	2750	78928	39464	11300
25x40	250	400	1333333333	2750	19488	9744	3400
30x60	300	600	5400000000	3400	41763	20881	11300
25x50	250	500	2604166667	3400	20140	10070	6500
50x25	500	250	651041667	3400	5035	2518	1730
25x40	250	400	1333333333	2800	18463	9231	3400
25x40	250	400	1333333333	2800	18463	9231	3400
Rigidità equivalente piano terra						129916	46930
Piano primo							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
25x40	250	400	1333333333	2760	19277	9639	1600
25x40	250	400	1333333333	2760	19277	9639	2400
30x40	300	400	1600000000	2760	23133	11566	3900
25x40	250	400	1333333333	2760	19277	9639	2400
30x40	300	400	1600000000	3400	12374	6187	3900
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	2400
40x25	400	250	520833333	3400	4028	2014	1250
25x40	250	400	1333333333	2800	18463	9231	2400
25x40	250	400	1333333333	2800	18463	9231	1600
Rigidità equivalente piano primo						72302	21850
Piano secondo							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1100
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1650
30x40	300	400	1600000000	3400	12374	6187	3000
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1100
30x40	300	400	1600000000	3400	12374	6187	3000
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1650
40x25	400	250	520833333	3400	4028	2014	470
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1100
25x25	250	400	1333333333	3400	10312	5156	400
Rigidità equivalente piano secondo						45324	13470

Calcolo rigidità traslazionali equivalenti per telaio alla DX di quello centrale– dir. N-S

Relazione di calcolo

Piano seminterrato							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
25x40	250	400	1333333333	2050	47045	23522	3250
25x40	250	400	1333333333	3350	10780	5390	3500
30x60	300	600	5400000000	3350	43661	21830	14500
30x50	300	500	3125000000	3350	25267	12633	8450
30x60	300	600	5400000000	3350	43661	21830	14500
25x40	250	400	1333333333	3350	10780	5390	3500
60x25	600	250	781250000	3350	6317	3158	2300
35x25	350	250	455729167	2050	16080	8040	1490
Rigidezza equivalente piano seminterrato						101795	51490
Piano terra							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	2400
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	3350
30x60	300	600	5400000000	3400	41763	20881	11800
25x50	250	500	2604166667	3400	20140	10070	3350
30x60	300	600	5400000000	3400	41763	20881	11800
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	3350
50x25	500	250	651041667	3400	5035	2518	1750
25x25	250	250	325520833	3400	2518	1259	1000
Rigidezza equivalente piano terra						71077	38800
Piano primo							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1650
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	2350
30x40	300	400	1600000000	3400	12374	6187	3850
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	2350
30x40	300	400	1600000000	3400	12374	6187	3850
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	2350
40x25	400	250	520833333	3400	4028	2014	450
25x25	250	250	325520833	3400	2518	1259	650
Rigidezza equivalente piano primo						36271	17500
Piano secondo							
Sezione	b [mm]	h [mm]	$J = \frac{b \cdot h^3}{12}$ [mm ⁴]	L [mm]	$K = 12 \cdot \frac{E \cdot J}{L^3}$ [N/mm]	$0.5 \cdot K$ [N/mm]	$K_{M-1/\chi}$ [N/mm]
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1050
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1050
30x40	300	400	1600000000	3400	12374	6187	3000
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1650
30x40	300	400	1600000000	3400	12374	6187	3000
25x40	250	400	1333333333	3400	10312	5156	1050
40x25	400	250	520833333	3400	4028	2014	450
25x25	250	250	325520833	3400	2518	1259	410
Rigidezza equivalente piano secondo						36271	11660

Relazione di calcolo

I tre telai centrali considerati, essendo collegati dagli impalcati, anche se non completamente rigidi, non lavorano comunque in modo indipendente gli uni dagli altri, pertanto è possibile adottare una schematizzazione univoca (ovvero un unico oscillatore equivalente ai tre telai), semplicemente sommando le rigidezze dei tre telai:

Calcolo rigidezze traslazionali equivalenti per i tre telai centrali – dir. N-S				
Livello	Rigidezza Telaio SX [N/mm]	Rigidezza Telaio Centrale [N/mm]	Rigidezza Telaio DX [N/mm]	Rigidezza totale equivalente [N/mm]
Piano Seminterrato	63550	62850	51490	177890
Piano Terra	46930	30650	38800	116380
Piano primo	21850	14016	17500	53366
Piano secondo	13470	5500	11660	30630

ATTENZIONE: Si osservi che nel calcolo dell'oscillatore equivalente al telaio in C.A. sono state utilizzate le rigidezze traslazionali sulla base dei legami calcolati Taglio-drift: essendo tali valori i più bassi, determinano una flessibilità maggiore della struttura in C.A. esistente, quindi portano ad un dimensionamento più rigido dei setti di rinforzo.

6.8 Taglianti sismici limite ai piani per la struttura equivalente al telaio in C.A.

I taglianti sismici limite ai piani, relativamente alla schematizzazione equivalente del telaio in C.A. per lo stato di fatto, si calcolano con il sistema di equazioni (1), ovvero:

$$\begin{cases} (K_{eq,1} + K_{eq,2}) \cdot \delta_{1,LIM} - K_{eq,2} \cdot \delta_{2,LIM} = F_{1,LIM,SF} \\ -K_{eq,2} \cdot \delta_{1,LIM} + (K_{eq,2} + K_{eq,3}) \cdot \delta_{2,LIM} - K_{eq,3} \cdot \delta_{3,LIM} = F_{2,LIM,SF} \\ -K_{eq,3} \cdot \delta_{2,LIM} + (K_{eq,3} + K_{eq,4}) \cdot \delta_{3,LIM} - K_{eq,4} \cdot \delta_{4,LIM} = F_{3,LIM,SF} \\ -K_{eq,4} \cdot \delta_{3,LIM} + K_{eq,4} \cdot \delta_{4,LIM} = F_{4,LIM,SF} \end{cases}$$

Le tabelle seguenti riportano:

- gli spostamenti assoluti limite (ricavati dai drift limite che le colonne possono sopportare);
- le rigidezze equivalenti ai 3 telai in C.A. esistenti,

che saranno utilizzati nella soluzione del sistema precedente:

spostamenti limite assoluti	
$\delta_{1,LIM}$ [mm]	10
$\delta_{2,LIM}$ [mm]	11+10=21
$\delta_{3,LIM}$ [mm]	15+21=36
$\delta_{4,LIM}$ [mm]	16+36=52

Rigidezze equivalenti ai telai in C.A. – Dir. N-S	
parametro	3 telai centrali
$K_{eq,1}$ [N/mm]	177890
$K_{eq,2}$ [N/mm]	116380
$K_{eq,3}$ [N/mm]	53366
$K_{eq,4}$ [N/mm]	30630

Taglianti sismici limite di impalcato - SF	
$F_{1,LIM,SF}$ [kN]	499

Relazione di calcolo

$F_{2,LIM,SF}$ [kN]	480
$F_{3,LIM,SF}$ [kN]	310
$F_{4,LIM,SF}$ [kN]	490

ATTENZIONE: si ricordi che i taglianti sismici limite di impalcato comprendono il contributo resistente di 3 dei telai centrali in direzione N-S.

6.9 Altezza equivalente e spostamento assoluto limite dell'oscillatore elastico semplice equivalente al telaio in C.A.

H_{eq} si ricava immediatamente con la relazione:

$$H_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF} \cdot H_i}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}$$

Ovvero:

Altezza oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. – stato di fatto dir. Y	
parametro	Telaio centrale
$F_{1,LIM,SF}$ [kN]	499
$F_{2,LIM,SF}$ [kN]	480
$F_{3,LIM,SF}$ [kN]	310
$F_{4,LIM,SF}$ [kN]	490
H_1 [mm]	3000
H_2 [mm]	$H_1 + 3000 = 6000$
H_3 [mm]	$H_2 + 3000 = 9000$
H_4 [mm]	$H_3 + 3000 = 12000$
H_{eq} [mm]	7335

mentre $\delta(H_{eq})$ vale:

$$\delta(H_{eq}) = \delta_{2,LIM} + \frac{\delta_{3,LIM} - \delta_{2,LIM}}{H_3 - H_2} \cdot (H_{eq} - H_2) = 21 + \frac{36 - 21}{9000 - 6000} \cdot (7335 - 6000) = 28 \text{ mm}$$

Relazione di calcolo**6.10 Stima della massa totale partecipante dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. – stato di fatto**

Si può quindi procedere a stimare la massa partecipante dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A., uguagliando:

- il taglio massimo alla base, che la struttura può sopportare nello stato di fatto e nella *forma modale limite* (che garantisce il non superamento dei drift limiti calcolati alle colonne di piano), calcolabile applicando la relazione

$$V_{base,SF} = K_{eq,1} \cdot \delta_{1,SF}$$

- il taglio massimo alla base espresso invece con la relazione

$$V_{base,DOMANDA} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g$$

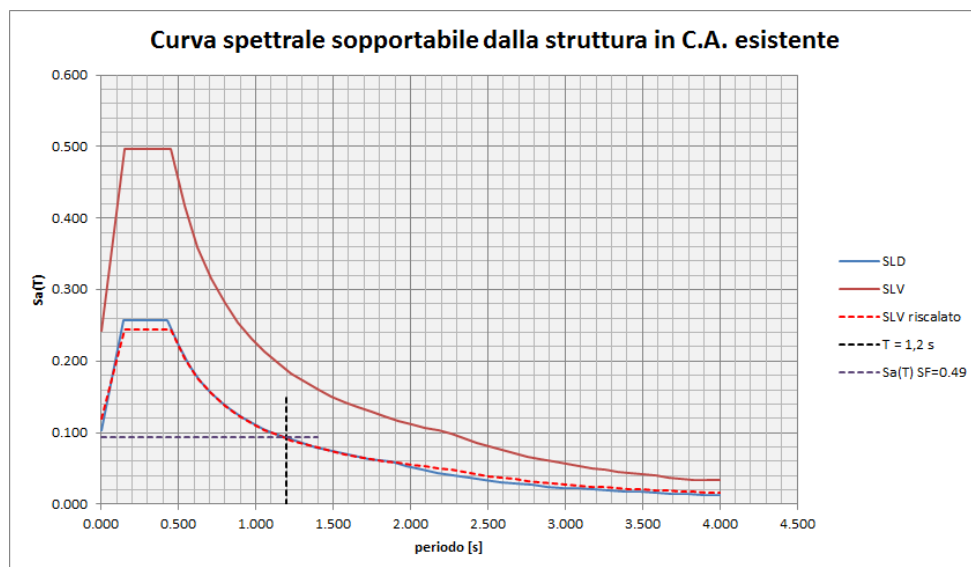
che l'oscillatore elastico deve poter esprimere.

Il taglio massimo alla base risulta quindi:

Stima del taglio alla base massimo che il telaio in C.A. può sopportare nella forma modale limite (stato di fatto dir. N-S)	
$K_{eq,1}$ [N/mm]	177890
$\delta_{1,SF}$ [mm]	10
$V_{base,SF.TOTALE}$ [kN]	1779

Il valore di $S_a(T)$ si ottiene, come detto, in corrispondenza di un periodo $T = 0.1 \cdot H_n = 0.1 \cdot 12 = 1.2$ s, utilizzando lo spettro di SLV riscalato, fino a quando interseca lo spettro di SLD (perchè si è detto che la struttura esistente del telaio in C.A. riesce a sopportare un'azione sismica tipica dello SLD).

Il grafico seguente permette di stimare graficamente $S_a(T)$:



Dal grafico si ricava quindi $S_a(T)=0.093$.

Relazione di calcolo

La massa totale partecipante per l'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A., vale quindi:

Massa partecipante dell'oscillatore equivalente (stato di fatto dir. Y)	
$K_{eq,1}$ [N/mm]	177890
$\delta_{1,SF}$ [mm]	10
$S_a(T)$	0.093
g [m/s ²]	9.806
$M_{TOT} = \frac{K_{eq,1} \cdot \delta_{1,SF}}{S_a(T) \cdot g}$ [kg]	1950638

Come detto il valore di M_{TOT} risente molto della schematizzazione e delle ipotesi semplificate adottate, pertanto è opportuno verificare che il suo valore sia verosimile e/o siano necessarie eventuali correzioni.

Primo controllo circa il valore di M_{TOT}

Il primo controllo consiste nel verificare se il periodo calcolato con la relazione $T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO}}}$ è circa uguale

al valore stimato $T = 0.1 \cdot H_n = 0.1 \cdot 12 = 1.2 \text{ s}$.

Si è visto che

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{K_{eq,1} \cdot \delta_{1,SF}}{K_{eq,TELAIO} \cdot S_a(T) \cdot g}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{K_{eq,TELAIO} \cdot \delta(H_{eq})}{K_{eq,TELAIO} \cdot S_a(T) \cdot g}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta(H_{eq})}{S_a(T) \cdot g}}$$

ovvero:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta(H_{eq})}{S_a(T) \cdot g}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{0.028}{0.093 \cdot 9.806}} = 1.1 \text{ s}$$

Valore non troppo differente dal periodo stimato.

Secondo controllo circa il valore di M_{TOT}

Il secondo controllo è quello di confrontare il valore di M_{TOT} con quello che si ricava dall'analisi modale della struttura.

La massa sismica complessiva può essere stimata dalla sommatoria dei carichi assiali alla base dei pilastri del piano seminterrato per i tre telai centrali (dal momento che si stanno considerando solo questi). Poiché tale sommatoria dei carichi assiali nella combinazione sismica, è di 12704 kN, la massa totale sismica è:

$$\frac{12704 \cdot 1000}{9.806} = 1295533 \text{ kg}$$

Dall'analisi modale della struttura esistente in C.A. nella configurazione dello stato di fatto, si ricava che al primo modo di vibrare compete una massa partecipante di circa il 60% della massa sismica complessiva. Assumendo che la forma

Relazione di calcolo

modale limite, possa assimilarsi alla forma modale di vibrazione corrispondente al primo modo di vibrare, si ha allora che la massa eccitata totale dovrebbe valere:

$$1295533 \cdot 0.6 = 777319 \text{ kg}$$

che è superiore di circa 2,5 volte rispetto al valore 1950638 kg, calcolato in precedenza.

Tale differenza è imputabile alle ipotesi assunte circa:

- la tipologia di vincoli alle estremità delle colonne (doppio incastro);
- funzionamento a shear-type del telaio.

In fase di predimensionamento dei setti, con il modello semplificato adottato, sarà quindi opportuno considerare un'ulteriore riduzione della massa totale partecipante M_{TOT} .

6.11 Correzione delle proprietà dell'oscillatore elastico semplice equivalente al telaio

Tra i parametri che influiscono sul calcolo di M_{TOT} , quello su cui è possibile intervenire (perché su di esso sono state fatte ipotesi molto condizionanti) è la rigidezza dell'oscillatore elastico equivalente.

Il vincolo di doppio incastro, probabilmente, introduce una rigidezza eccessiva, pertanto si può considerare una riduzione a tutti i piani, del fattore 2,5 calcolato.

Ripetendo i calcoli svolti fino ad ora, si ottiene:

Spostamenti assoluti limite

Tali valori limite non variano e sono quelli richiamati in tabella:

spostamenti limite assoluti	
$\delta_{1,LIM}$ [mm]	10
$\delta_{2,LIM}$ [mm]	11+10=21
$\delta_{3,LIM}$ [mm]	15+21=36
$\delta_{4,LIM}$ [mm]	16+36=52

Rigidezze oscillatori elastici equivalenti ai piani del telaio in C.A.

Le rigidezze corrette equivalenti ai telai in C.A. valgono quindi

Rigidezze equivalenti ai telai in C.A. – Dir. N-S	
parametro	3 telai centrali
$K_{eq,1}$ [N/mm]	$\frac{177890}{2.5} = 71156$
$K_{eq,2}$ [N/mm]	$\frac{116380}{2.5} = 46552$
$K_{eq,3}$ [N/mm]	$\frac{53366}{2.5} = 21346$
$K_{eq,4}$ [N/mm]	$\frac{30630}{2.5} = 12252$

Relazione di calcoloTaglianti sismici limiti ai piani del telaio in C.A.

Taglianti sismici limite di impalcato	
$F_{1,LIM,SF}$ [kN]	499
$F_{2,LIM,SF}$ [kN]	480
$F_{3,LIM,SF}$ [kN]	310
$F_{4,LIM,SF}$ [kN]	490

ATTENZIONE: si ricordi che i taglianti sismici limite di impalcato comprendono il contributo resistente di 3 dei telai centrali in direzione N-S.

Taglio massimo alla base sopportabile dall'oscillatore elastico semplice equivalente al telaio in C.A. nello stato di fatto

Si ha che:

$$V_{base,SF} = K_{eq,1} \cdot \delta_{1,SF}$$

Taglio alla base massimo che il telaio in C.A. può sopportare nella forma modale limite (stato di fatto dir. N-S)	
$K_{eq,1}$ [N/mm]	71156
$\delta_{1,SF}$ [mm]	10
$V_{base,SF.TOTALE}$ [kN]	712

Massa eccitata totale

La massa eccitata vale quindi:

Massa partecipante dell'oscillatore equivalente (stato di fatto dir. Y)	
$K_{eq,1}$ [N/mm]	71156
$\delta_{1,SF}$ [mm]	10
$S_a(T)$	0.093
g [m/s ²]	9.806
$M_{TOT} = \frac{K_{eq,1} \cdot \delta_{1,SF}}{S_a(T) \cdot g}$ [kg]	780255

valore che risulta confrontabile con la massa partecipante che si ottiene dall'analisi modale dell'intera struttura.

Altezza oscillatore equivalente

Si può ricalcolare H_{eq} immediatamente con la relazione:

$$H_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF} \cdot H_i}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}$$

Relazione di calcolo

ovvero:

Altezza oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. – stato di fatto dir. N-S	
parametro	3 Telai centrali
$F_{1,LIM,SF}$ [kN]	499
$F_{2,LIM,SF}$ [kN]	480
$F_{3,LIM,SF}$ [kN]	310
$F_{4,LIM,SF}$ [kN]	490
H_1 [mm]	3000
H_2 [mm]	$H_1 + 3000 = 6000$
H_3 [mm]	$H_2 + 3000 = 9000$
H_4 [mm]	$H_3 + 3000 = 12000$
H_{eq} [mm]	7335

Spostamento laterale limite oscillatore equivalente $\delta(H_{eq})$ vale quindi:

$$\delta(H_{eq}) = \delta_{2,LIM} + \frac{\delta_{3,LIM} - \delta_{2,LIM}}{H_3 - H_2} \cdot (H_{eq} - H_2) = 21 + \frac{36 - 21}{9000 - 6000} \cdot (7335 - 6000) = 28 \text{ mm}$$

Periodo oscillatore elastico equivalente

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\delta(H_{eq})}{S_a(T) \cdot g}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{0.028}{0.093 \cdot 9.806}} = 1.1 \text{ s}$$

valore che è confrontabile con il periodo stimato $T=1.2$ s e relativo alla struttura esistente del telaio in C.A.**6.12 Proprietà definitive dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. – stato di fatto**

Prima di procedere ulteriormente si ritiene opportuno sintetizzare le proprietà dell'oscillatore elastico equivalente al telaio in C.A. nella configurazione dello stato di fatto:

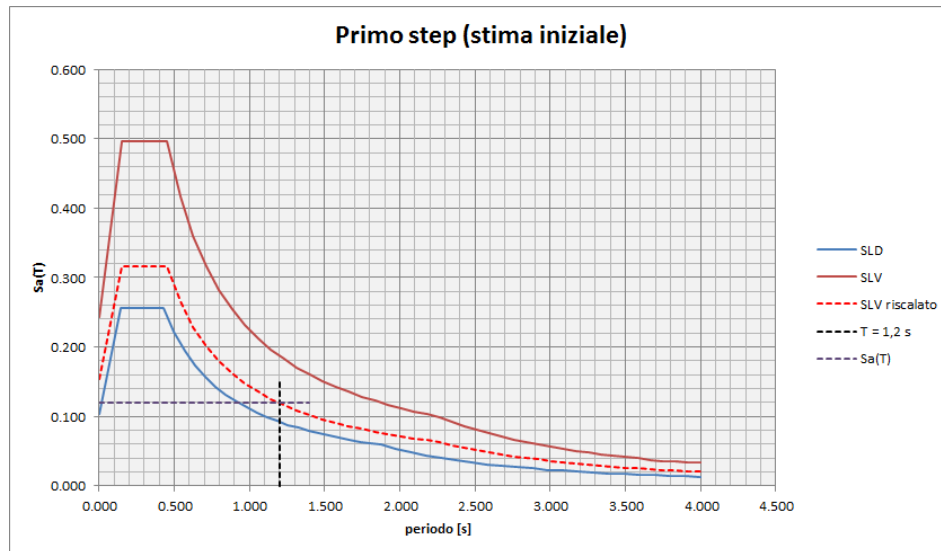
Proprietà oscillatore elastico equivalente ai tre telai centrali del telaio in C.A. - stato di fatto Dir. N-S	
H_{eq} [mm]	7335
$\delta(H_{eq})$ [mm]	28
M_{TOT} [kg]	780255
T [s]	1.2
$\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}$ [kN]	712
$K_{eq,TELAIO} = \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}{\delta(H_{eq})}$ [N/mm]	25428

6.13 Calcolo iterativo delle rigidezze dei setti di rinforzo – stato di progetto

Si applica iterativamente, mostrando ogni passo, il procedimento descritto in precedenza.

Primo step:

Si incrementa del 30% la forma spettrale di partenza:



In corrispondenza del periodo $T=1,2$ s, si ricava il valore della $S_a(T) = 0.12$ g.

Il nuovo taglio alla base è quindi:

$$V_{base,STEP1} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g = 780255 \cdot 0.12 \cdot 9.806 = 918 \text{ kN}$$

che è superiore al valore di 712 kN, che la struttura può sopportare, teoricamente, senza l'aiuto dei setti.

Il nuovo taglio alla base dovrà essere portato in parte dai setti ed in parte dal telaio in C.A., per cui il sistema telaio +setti dovrà avere la seguente rigidezza:

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP1} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^4 F_{i,SP,STEP1}}{\sum_{i=1}^4 F_{i,LIM,SF}} = 25428 \cdot \frac{918}{712} = 32785 \text{ N/mm}$$

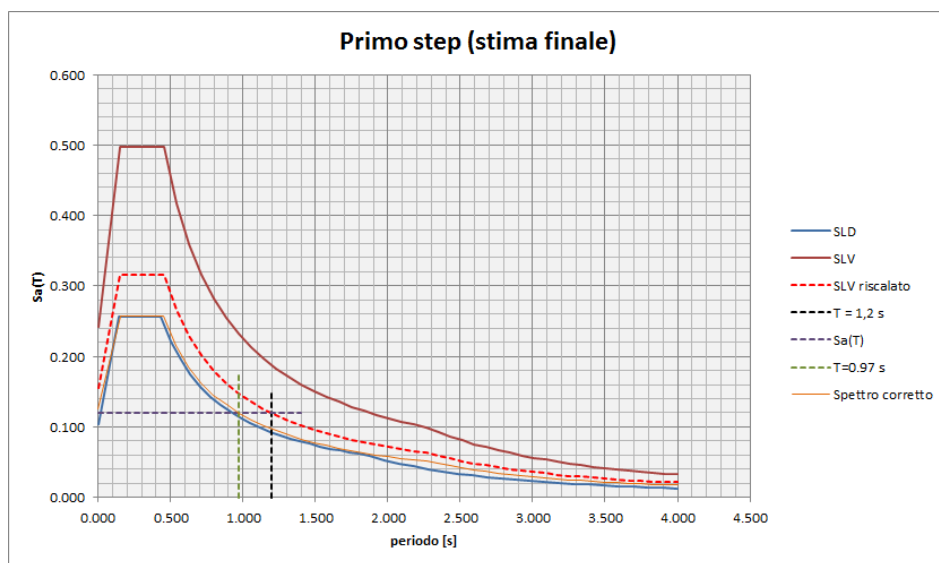
ATTENZIONE: il valore di $V_{base,STEP1}$, così come $K_{eq,TELAIO+SETTI}$, è relativo al periodo di primo tentativo $T=1,2$ s, che è quello del telaio senza i setti. Ma la presenza dei setti irrigidisce il sistema, per cui il valore di $V_{base,STEP1}$ si sarebbe già dovuto calcolare considerando la rigidezza dei setti!

Il processo di correzione è il seguente:

Il nuovo periodo del sistema è quindi

$$T_{TELAIO+SETTI,STEP1} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP1}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{780255}{32785000}} = 0.97 \text{ s}$$

Per fare in modo quindi che il taglio di primo tentativo $V_{base,STEP1}$ possa dare proprio il periodo $T_{TELAIO+SETTI,STEP1} = 0.97$ s, è necessario correggere la curva spettrale, in modo tale che al nuovo periodo ($T=0.97$ s) si raggiunga il valore di $S_a(T) = 0.12$ considerato:



La nuova curva corretta corrisponde ad un incremento rispetto allo spettro iniziale pari a:

$$1.3 \cdot 0.81 = 1.053$$

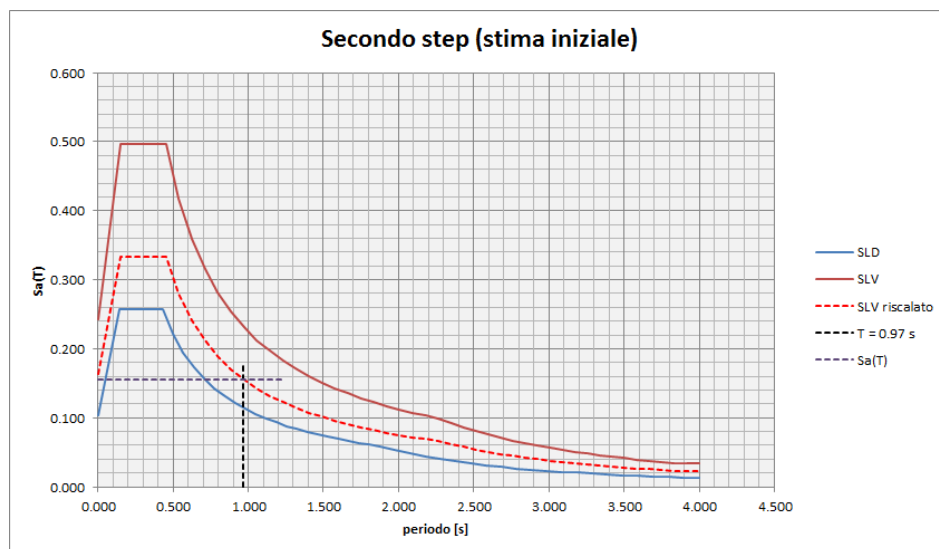
a cui corrisponde un periodo del sistema telaio+setti, pari appunto a $T=0.97$ s.

Poiché la curva di SLD ha uno scale factor di 0.427, rispetto alla curva di SLV, lo spettro corretto al termine del primo step, corrisponde ad un indicatore di rischio sismico a SLV di circa:

$$0.427 \cdot 1.053 = 0.449$$

Secondo step:

Si incrementa del 30% la forma spettrale ottenuta al termine del primo step:



In corrispondenza del periodo $T=0.97$ s, si ricava il valore della $S_a(T) = 0.156$ g.

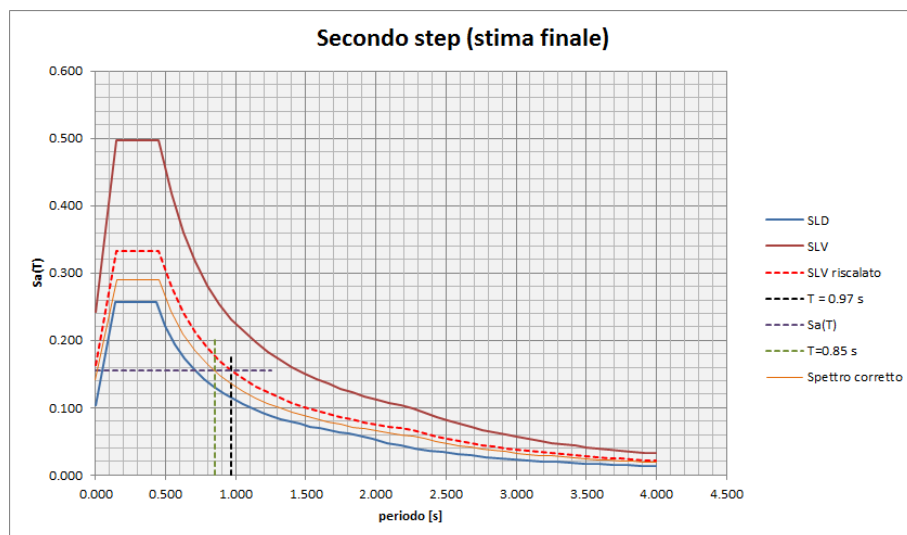
Con le stesse considerazioni svolte al punto precedente, si riportano solo formule e grafici:

$$V_{baseSTEP2} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g = 780255 \cdot 0.156 \cdot 9.806 = 1194 \text{ kN}$$

Relazione di calcolo

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP2} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^4 F_{i,SP,STEP2}}{\sum_{i=1}^4 F_{i,LIM,SF}} = 25428 \cdot \frac{1194}{712} = 42641 \text{ N/mm}$$

$$T_{TELAIO+SETTI,STEP2} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP2}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{780255}{42641000}} = 0.85 \text{ s}$$



$$1.3 \cdot 0.87 = 1.13$$

a cui corrisponde un periodo del sistema telaio+setti, pari a $T=0.85$ s.

La curva finale del secondo step corrisponde ad un incremento rispetto alla curva spettrale di partenza pari a:

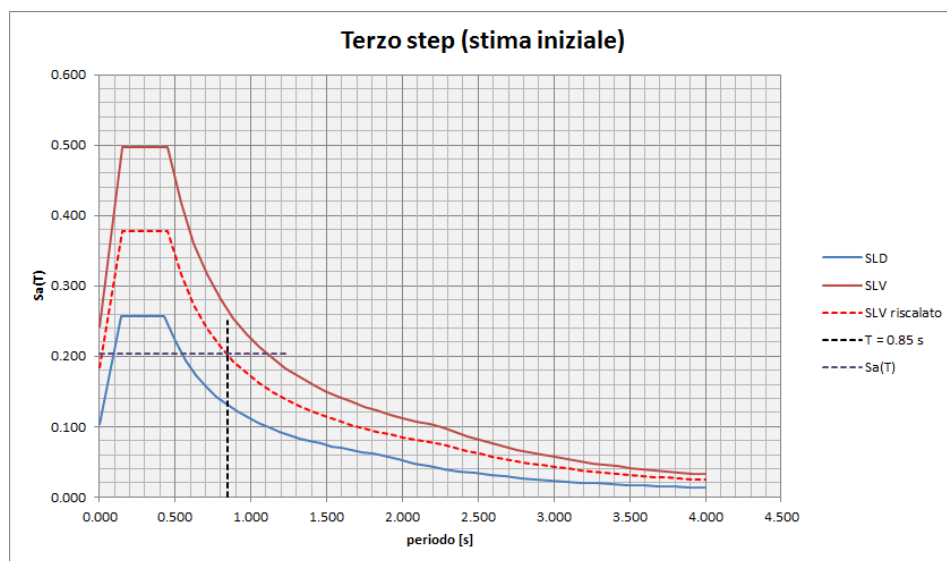
$$1.3 \cdot 0.81 \cdot 1.3 \cdot 0.87 = 1.19$$

Poiché la curva di SLD ha uno scale factor di 0.427, rispetto alla curva di SLV, lo spettro corretto al termine del secondo step, corrisponde ad un indicatore di rischio sismico a SLV di circa:

$$0.427 \cdot 1.19 = 0.51$$

Terzo step:

Si incrementa del 30% la forma spettrale ottenuta al termine del secondo step:

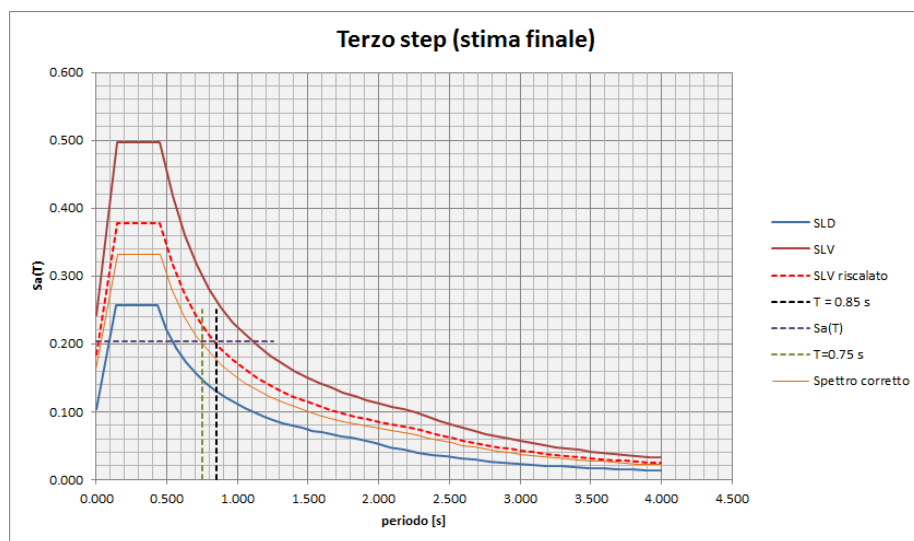


In corrispondenza del periodo $T=0.85$ s, si ricava il valore della $S_a(T) = 0.203$ g .

$$V_{base,STEP3} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g = 780255 \cdot 0.203 \cdot 9.806 = 1553 \text{ kN}$$

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP3} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^4 F_{i,SP,STEP3}}{\sum_{i=1}^4 F_{i,LIM,SF}} = 25428 \cdot \frac{1553}{712} = 55470 \text{ N/mm}$$

$$T_{TELAIO+SETTI,STEP3} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP3}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{780255}{55470000}} = 0.75 \text{ s}$$



$$1.3 \cdot 0.88 = 1.144$$

a cui corrisponde un periodo del sistema telaio+setti, pari a $T=0.75$ s.

La curva finale del Terzo step corrisponde ad un incremento rispetto alla curva spettrale di partenza pari a:

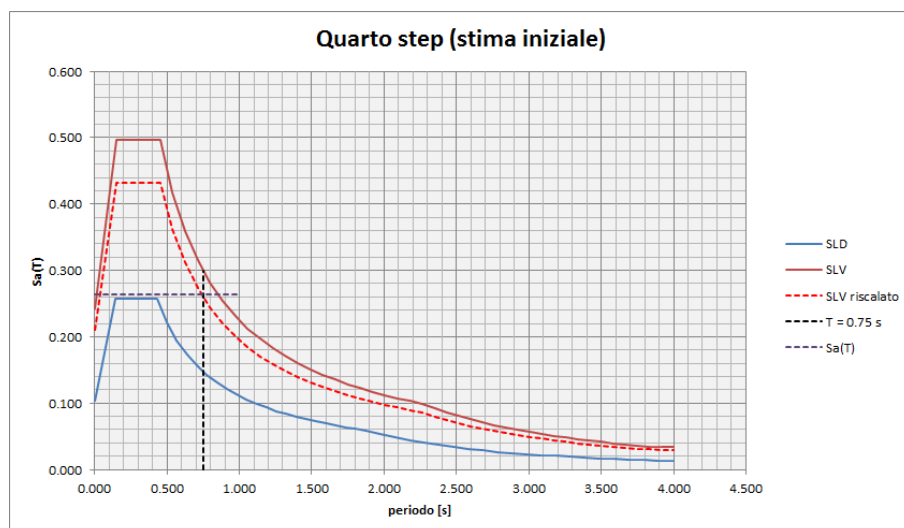
$$1.3 \cdot 0.81 \cdot 1.3 \cdot 0.87 \cdot 1.3 \cdot 0.88 = 1.36$$

Poiché la curva di SLD ha uno scale factor di 0.427, rispetto alla curva di SLV, lo spettro corretto al termine del primo step, corrisponde ad un indicatore di rischio sismico a SLV di circa:

$$0.427 \cdot 1.36 = 0.58$$

Quarto step:

Si incrementa del 30% la forma spettrale ottenuta al termine del terzo step:

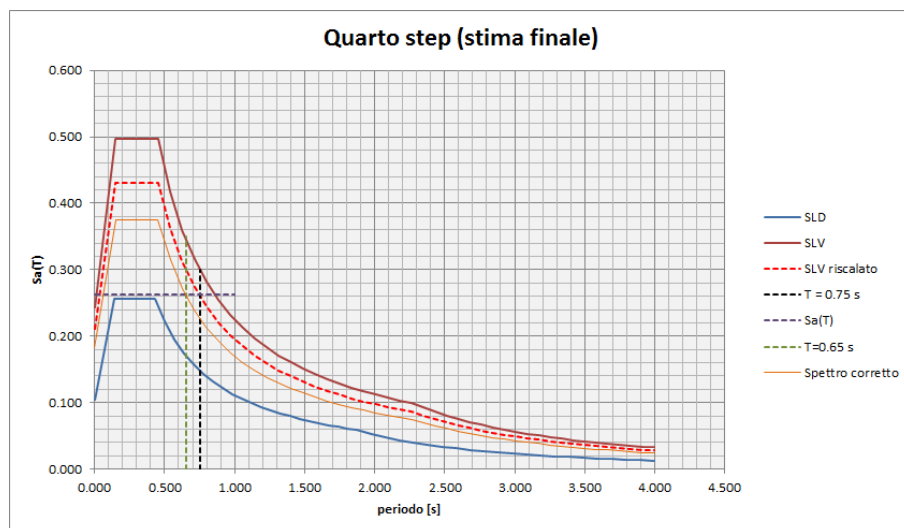


In corrispondenza del periodo $T=0.75$ s, si ricava il valore della $S_a(T) = 0.263$ g .

$$V_{base,STEP4} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g = 780255 \cdot 0.263 \cdot 9.806 = 2012 \text{ kN}$$

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP4} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^4 F_{i,SP,STEP4}}{\sum_{i=1}^4 F_{i,LIM,SF}} = 25428 \cdot \frac{2012}{712} = 71855 \text{ N/mm}$$

$$T_{TELAIO+SETTI,STEP4} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP4}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{780255}{71855000}} = 0.65 \text{ s}$$



La nuova curva corretta corrisponde ad un incremento rispetto allo spettro finale del terzo step pari a:

$$1.3 \cdot 0.87 = 1.131$$

a cui corrisponde un periodo del sistema telaio+setti, pari a $T=0.65$ s.

La curva finale del quarto step corrisponde ad un incremento rispetto alla curva spettrale di partenza pari a:

$$1.3 \cdot 0.81 \cdot 1.3 \cdot 0.87 \cdot 1.3 \cdot 0.88 \cdot 1.3 \cdot 0.87 = 1.54$$

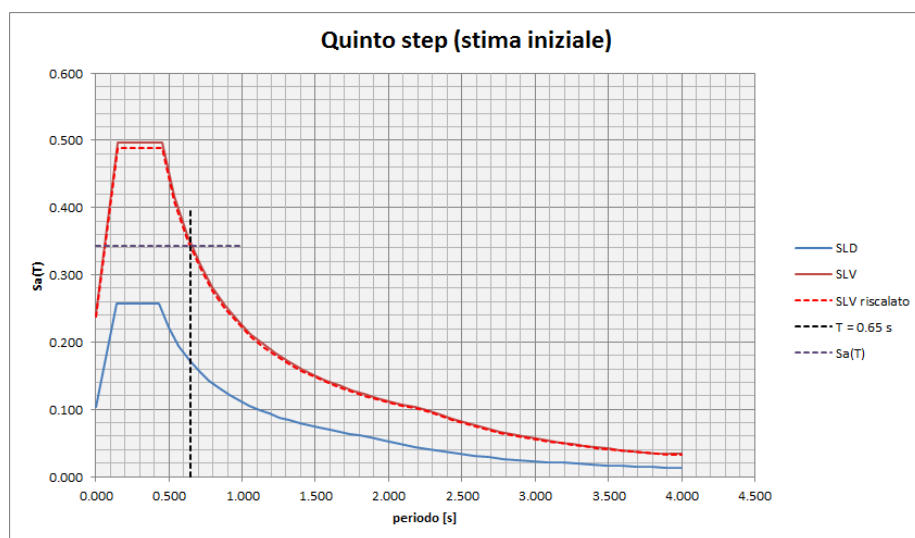
Relazione di calcolo

Poiché la curva di SLD ha uno scale factor di 0.427, rispetto alla curva di SLV, lo spettro corretto al termine del quarto step, corrisponde ad un indicatore di rischio sismico a SLV di circa:

$$0.427 \cdot 1.54 = 0.66$$

Quinto step:

Si incrementa del 30% la forma spettrale ottenuta al termine del quarto step:

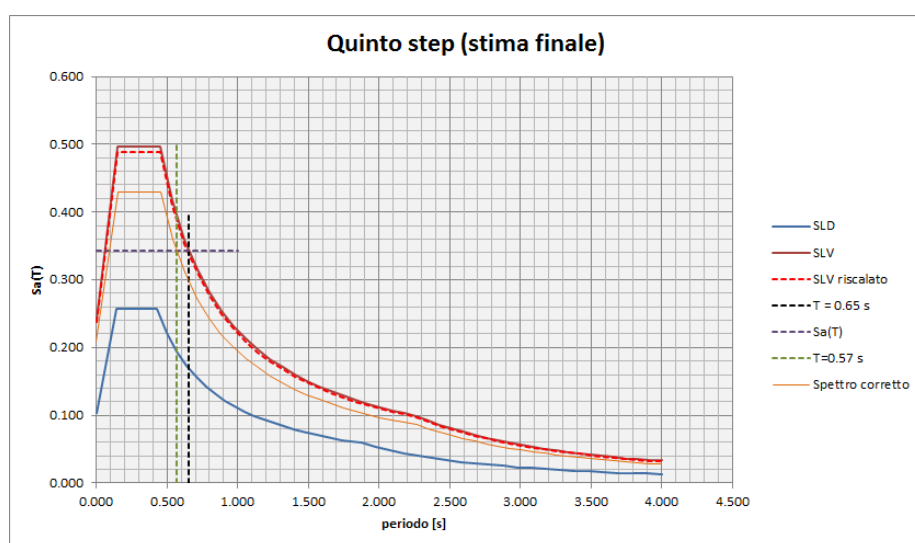


In corrispondenza del periodo $T=0.65$ s, si ricava il valore della $S_a(T) = 0.343$ g .

$$V_{base,STEP5} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g = 780255 \cdot 0.343 \cdot 9.806 = 2624 \text{ kN}$$

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP5} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,SP,STEP5}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}} = 25428 \cdot \frac{2624}{712} = 93712 \text{ N/mm}$$

$$T_{TELAIO+SETTI,STEP5} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP5}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{780255}{93712000}} = 0.57 \text{ s}$$



La nuova curva corretta corrisponde ad un incremento rispetto allo spettro finale del quarto step pari a:

Relazione di calcolo

$$1.3 \cdot 0.88 = 1.144$$

a cui corrisponde un periodo del sistema telaio+setti, pari a $T=0.57$ s.

La curva finale del quinto step corrisponde ad un incremento rispetto alla curva spettrale di partenza pari a:

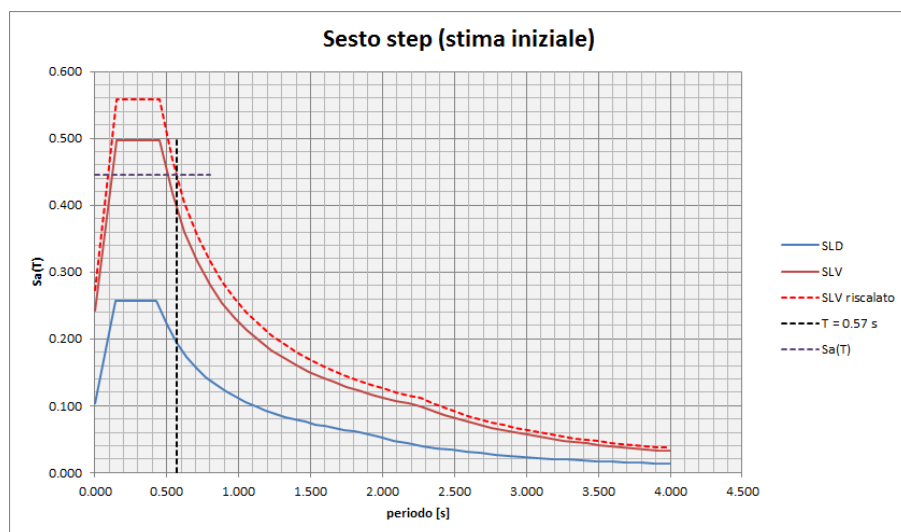
$$1.3 \cdot 0.81 \cdot 1.3 \cdot 0.87 \cdot 1.3 \cdot 0.88 \cdot 1.3 \cdot 0.87 \cdot 1.3 \cdot 0.88 = 1.76$$

Poiché la curva di SLD ha uno scale factor di 0.427, rispetto alla curva di SLV, lo spettro corretto al termine del quinti step, corrisponde ad un indicatore di rischio sismico a SLV di circa:

$$0.427 \cdot 1.76 = 0.75$$

Sesto step:

Si incrementa del 30% la forma spettrale ottenuta al termine del quinto step:

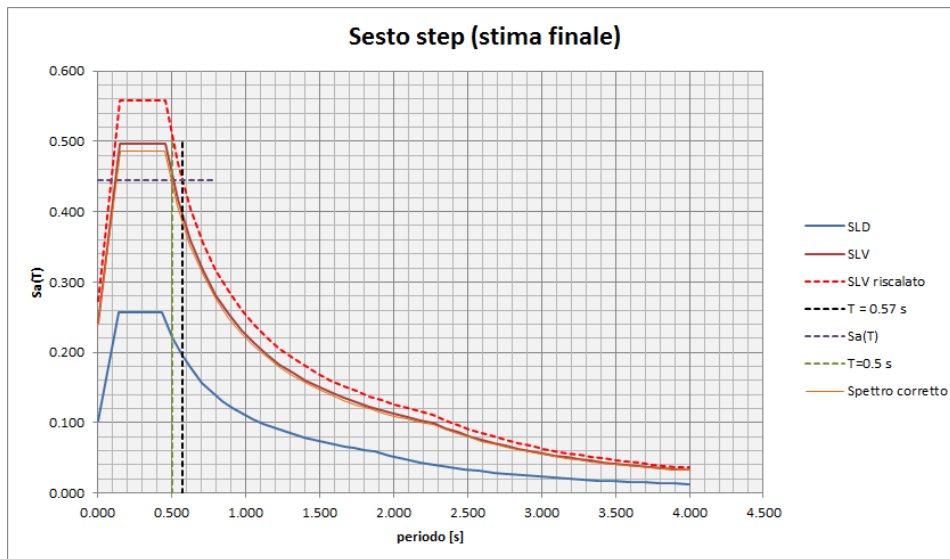


In corrispondenza del periodo $T=0.57$ s, si ricava il valore della $S_a(T) = 0.445$ g.

$$V_{base,STEP6} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g = 780255 \cdot 0.445 \cdot 9.806 = 3405 \text{ kN}$$

$$K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP6} = K_{eq,TELAIO} \cdot \frac{\sum_{i=1}^4 F_{i,SP,STEP6}}{\sum_{i=1}^4 F_{i,LIM,SF}} = 25428 \cdot \frac{3405}{712} = 121596 \text{ N/mm}$$

$$T_{TELAIO+SETTI,STEP6} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{TOT}}{K_{eq,TELAIO+SETTI,STEP6}}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{780255}{121596000}} = 0.50 \text{ s}$$



La nuova curva corretta corrisponde ad un incremento rispetto allo spettro finale del quinto step pari a:

$$1.3 \cdot 0.87 = 1.131$$

a cui corrisponde un periodo del sistema telaio+setti, pari a $T=0.5$ s.

La curva finale del sesto step corrisponde ad un incremento rispetto alla curva spettrale di partenza pari a:

$$1.3 \cdot 0.81 \cdot 1.3 \cdot 0.87 \cdot 1.3 \cdot 0.88 \cdot 1.3 \cdot 0.87 \cdot 1.3 \cdot 0.88 \cdot 1.3 \cdot 0.87 = 1.99$$

Poiché la curva di SLD ha uno scale factor di 0.427, rispetto alla curva di SLV, lo spettro corretto al termine del sesto step, corrisponde ad un indicatore di rischio sismico a SLV di circa:

$$0.427 \cdot 1.99 = 0.85$$

6.14 Risultati di predimensionamento dei setti di rinforzo

Ora che sono stati calcolati gli incrementi di taglio alla base nella configurazione di progetto, rispetto ai taglianti sismici che sono ritenuti sopportabili dal telaio in C.A. nella configurazione dello stato di fatto (assimilabili ad azioni sismiche tipiche dello SLD), tramite le relazioni di equilibrio (2) definite in precedenza:

$$\begin{cases} K_{T,1} = \frac{F_{1,SP} + K_{eq,2} \cdot \delta_{2,LIM,SF} - (K_{eq,1} + K_{eq,2}) \cdot \delta_{1,LIM,SF}}{\delta_{1,LIM,SF}} \\ K_{T,2} = \frac{F_{2,SP} + K_{eq,3} \cdot \delta_{3,LIM,SF} + K_{eq,2} \cdot \delta_{1,LIM,SF} - (K_{eq,2} + K_{eq,3}) \cdot \delta_{2,LIM,SF}}{\delta_{2,LIM,SF}} \\ K_{T,3} = \frac{F_{3,SP} + K_{eq,3} \cdot \delta_{2,LIM,SF} + K_{eq,4} \cdot \delta_4 - (K_{eq,3} + K_{eq,4}) \cdot \delta_{3,LIM,SF}}{\delta_{3,LIM,SF}} \\ K_{T,4} = \frac{F_{4,SP} + K_{eq,4} \cdot \delta_{3,LIM,SF} - K_{eq,4} \cdot \delta_{4,LIM,SF}}{\delta_{4,LIM,SF}} \end{cases}$$

si possono stimare le rigidezze che i setti di rinforzo devono avere ai vari impalcati, per non fare superare alle colonne del telaio in C.A. esistente i drift limite calcolati.

Una volta note tali rigidezze, sarà possibile:

- calcolare il momento agente alla base dei setti di rinforzo (necessario per il dimensionamento della fondazione dei setti);

Relazione di calcolo

$$M_{rib} = \sum_{i=1}^{i=4} K_{T,i} \cdot \delta_{i,LIM,SF} \cdot H_i$$

- dimensionare le membrature dei setti affinché le rigidezze aggiuntive siano raggiunte.

ATTENZIONE: Come detto in precedenza, nelle equazioni del sistema (2) precedente, i taglianti di piano di progetto $F_{i,SP} \forall i=1,...,4$ (quelli che si vuole che la struttura possa sopportare con la presenza dei setti), saranno dei multipli dei taglianti limite $F_{i,LIM,SF} \forall i=1,...,4$, relativi allo stato di fatto, perchè dovranno conservare i rapporti relativi tra taglianti sismici degli impalcati adiacenti della configurazione dello stato di fatto.

La ripartizione del taglio di progetto alla base del sistema telaio in C.A. + setti, in modo che siano rispettati i suddetti rapporti relativi tra i taglianti sismici limite tra impalcati adiacenti della configurazione dello stato di fatto, si ottiene con la relazione seguente:

$$F_{j,SP} = V_{base,STEP \text{ p-esimo}} \cdot \frac{F_{j,LIM,SF}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}} \quad \forall j=1,...,4$$

Infatti:

$$\frac{F_{j,SP}}{F_{j+1,SP}} = \frac{V_{base,STEP \text{ p-esimo}} \cdot \frac{F_{j,LIM,SF}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}}{V_{base,STEP \text{ p-esimo}} \cdot \frac{F_{j+1,LIM,SF}}{\sum_{i=1}^{i=4} F_{i,LIM,SF}}} = \frac{F_{j,LIM,SF}}{F_{j+1,LIM,SF}} \quad \forall j=1,...,4$$

Per il calcolo dei taglianti sismici di progetto, si adottano quindi:

- i valori limite degli spostamenti assoluti di impalcato per lo stato di fatto:

spostamenti limite assoluti di impalcato - SF	
$\delta_{1,LIM}$ [mm]	10
$\delta_{2,LIM}$ [mm]	11+10=21
$\delta_{3,LIM}$ [mm]	15+21=36
$\delta_{4,LIM}$ [mm]	16+36=52

- le rigidezze corrette equivalenti ai telai in C.A. per la configurazione dello Stato di fatto:

Rigidezze equivalenti ai telai in C.A. – Dir. N-S	
parametro	3 telai centrali
$K_{eq,1}$ [N/mm]	$\frac{177890}{2.5} = 71156$
$K_{eq,2}$ [N/mm]	$\frac{116380}{2.5} = 46552$
$K_{eq,3}$ [N/mm]	$\frac{53366}{2.5} = 21346$
$K_{eq,4}$ [N/mm]	$\frac{30630}{2.5} = 12252$

Relazione di calcolo

- I taglianti sismici limite di impalcato relativi alla configurazione strutturale dello stato di fatto:

Taglianti sismici limite di impalcato – dir. N-S – SF (3 telai centrali)	
$F_{1,LIM,SF}$ [kN]	499
$F_{2,LIM,SF}$ [kN]	480
$F_{3,LIM,SF}$ [kN]	310
$F_{4,LIM,SF}$ [kN]	490

In riferimento quindi all'ultimo step della procedura iterativa di calcolo, si ha che il taglio alla base del sistema telaio più setti:

$$V_{baseSTEP6} = M_{TOT} \cdot S_a(T) \cdot g = 780255 \cdot 0.445 \cdot 9.806 = 3405 \text{ kN}$$

pertanto i taglianti sismici di impalcato per la configurazione dello stato di progetto, adottando la relazione seguente:

$$F_{j,SP} = V_{baseSTEP6} \cdot \frac{F_{j,LIM,SF}}{\sum_{i=1}^4 F_{i,LIM,SF}} \quad \forall j = 1, \dots, 4$$

risultano:

Taglianti sismici limite di impalcato – dir. N-S – SP (3 telai centrali)	
$F_{1,LIM,SP}$ [kN]	955
$F_{2,LIM,SP}$ [kN]	919
$F_{3,LIM,SP}$ [kN]	593
$F_{4,LIM,SP}$ [kN]	938

Le rigidezze di impalcato che i setti devono poter esprimere, sono quindi le seguenti:

Rigidezze di impalcato dei setti – dir. N-S – SP (3 telai centrali)	
K_{T1} [N/mm]	45636
K_{T2} [N/mm]	20906
K_{T3} [N/mm]	7859
K_{T4} [N/mm]	8611

ATTENZIONE: le rigidezze di impalcato dei setti della tabella precedente, sono sempre relative al contributo dei 3 telai centrali della struttura portante in C.A. esistente, nella direzione considerata.

Le rigidezze dei singoli setti di rinforzo, quindi, si ricavano dividendo per 3, i valori calcolati delle rigidezze impalcato.

Rigidezze di impalcato dei setti – dir. N-S – SP (singolo telaio)	
K_{T1} [N/mm]	15212
K_{T2} [N/mm]	6969
K_{T3} [N/mm]	2620
K_{T4} [N/mm]	2870

Relazione di calcolo

ATTENZIONE: I valori dei taglianti sismici ai vari impalcati nella configurazione di progetto, calcolati in precedenza, sono relativi al sistema strutturale telai in C.A. + setti.

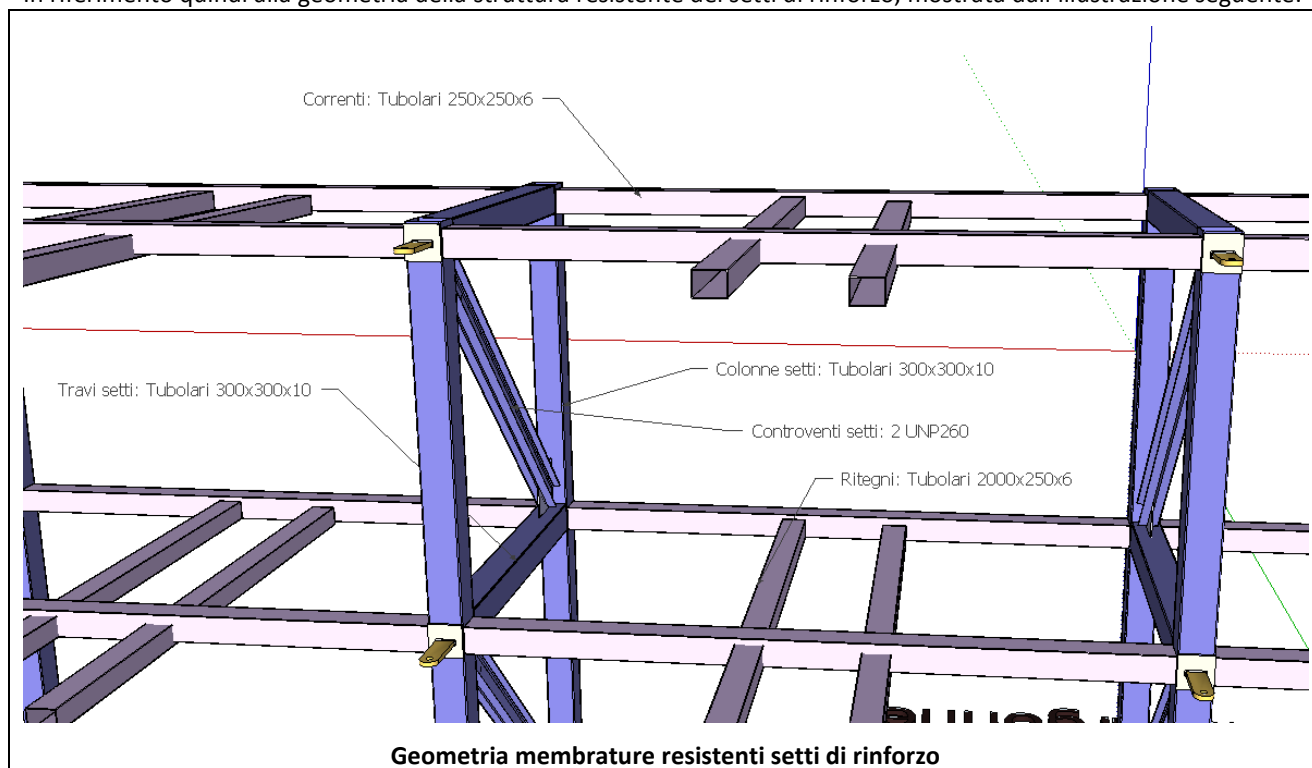
I valori dei taglianti sismici che competono invece solo ai setti, si ottengono sottraendo i taglianti sismici di impalcato relativi allo stato di fatto, dai valori corrispondenti relativi al sistema strutturale telai in C.A. + setti.

Taglianti sismici limite di impalcato – dir. N-S – SP (aliquota competente ai soli setti metallici)	
$F_{1,LIM,SP,SETTI}$ [kN]	955-499=456
$F_{2,LIM,SP,SETTI}$ [kN]	919-480=439
$F_{3,LIM,SP,SETTI}$ [kN]	593-310=283
$F_{4,LIM,SP,SETTI}$ [kN]	938-490=448

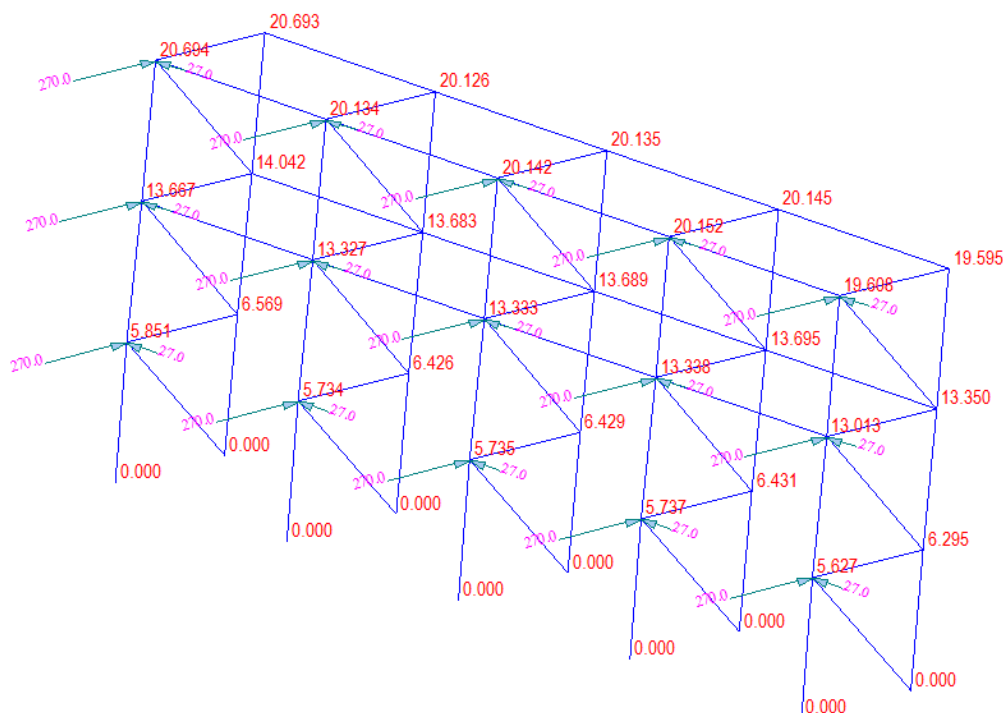
Per dimensionare quindi la geometria resistente del singolo setto, si deve quindi verificare che i drift limite di impalcato non siano superati, quando ai vari impalcati dei setti di rinforzo sono applicate le forze indicate nella tabella seguente, ottenuta dividendo per 3 i valori della tabella precedente:

Taglianti sismici limite di impalcato – dir. N-S – SP (aliquota competente al singolo setto)	
$F_{1,LIM,SP,SETTI}$ [kN]	152
$F_{2,LIM,SP,SETTI}$ [kN]	146
$F_{3,LIM,SP,SETTI}$ [kN]	94
$F_{4,LIM,SP,SETTI}$ [kN]	149

In riferimento quindi alla geometria della struttura resistente dei setti di rinforzo, mostrata dall'illustrazione seguente:



si ricava la deformata dei setti:

**Deformata del singolo setto**

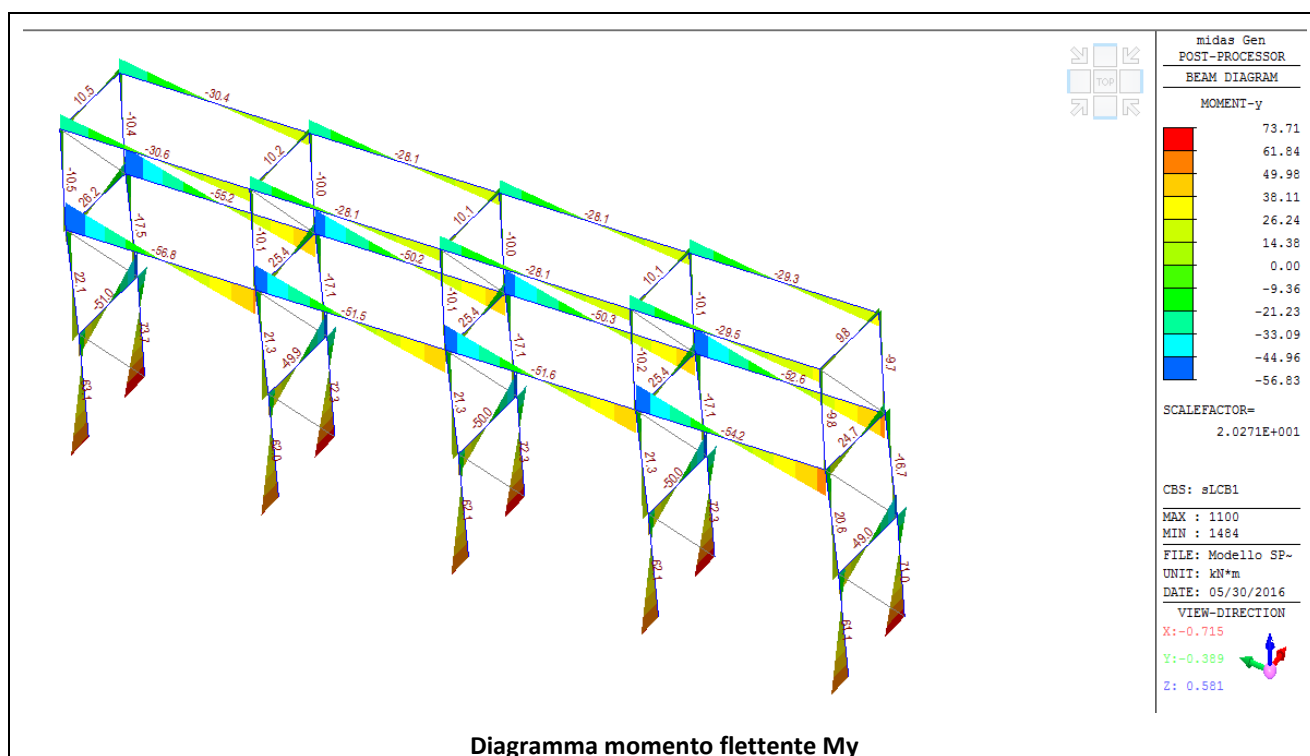
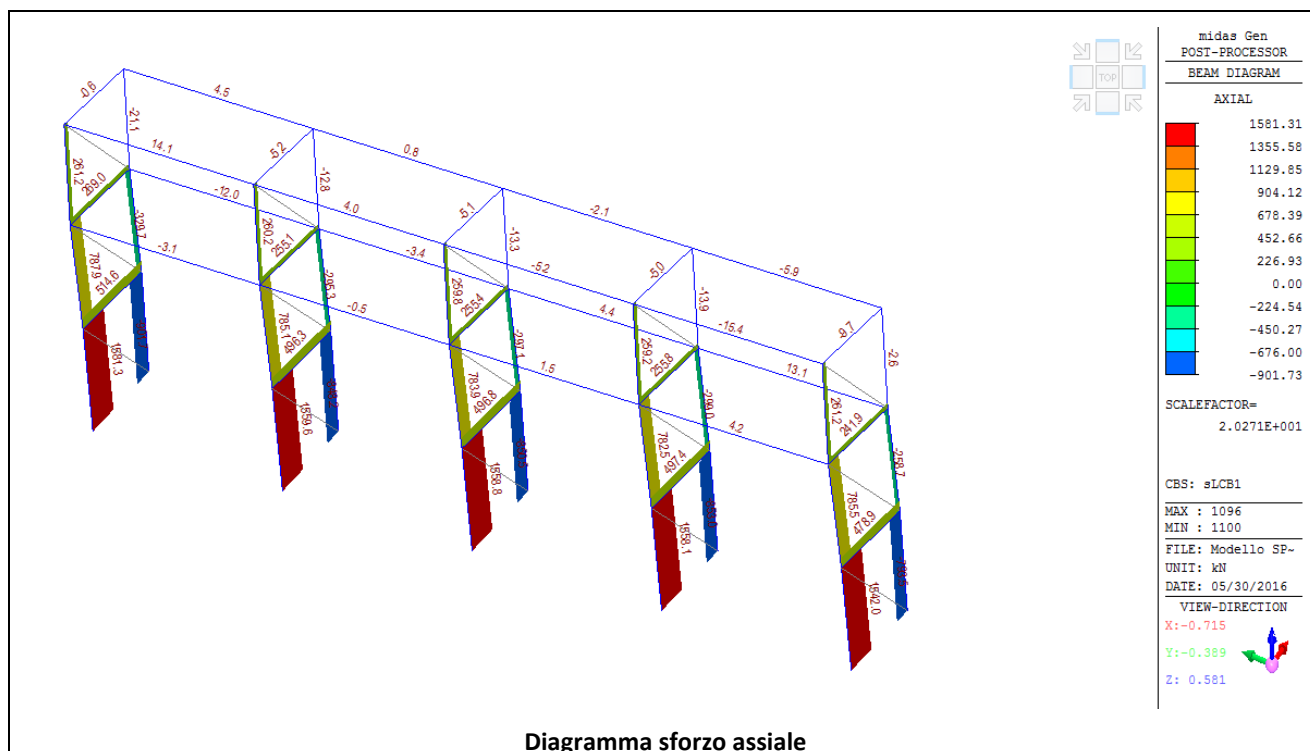
In merito alle rappresentazioni precedenti è opportuno fare alcune considerazioni:

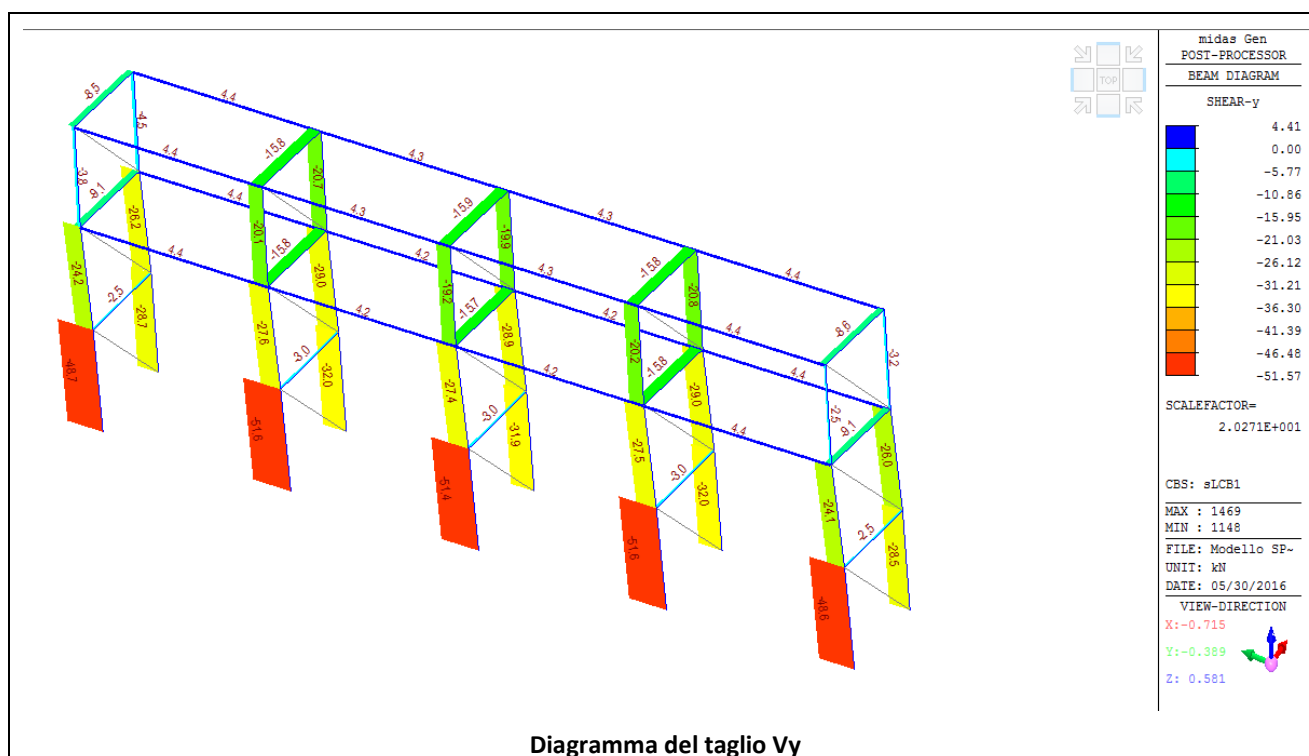
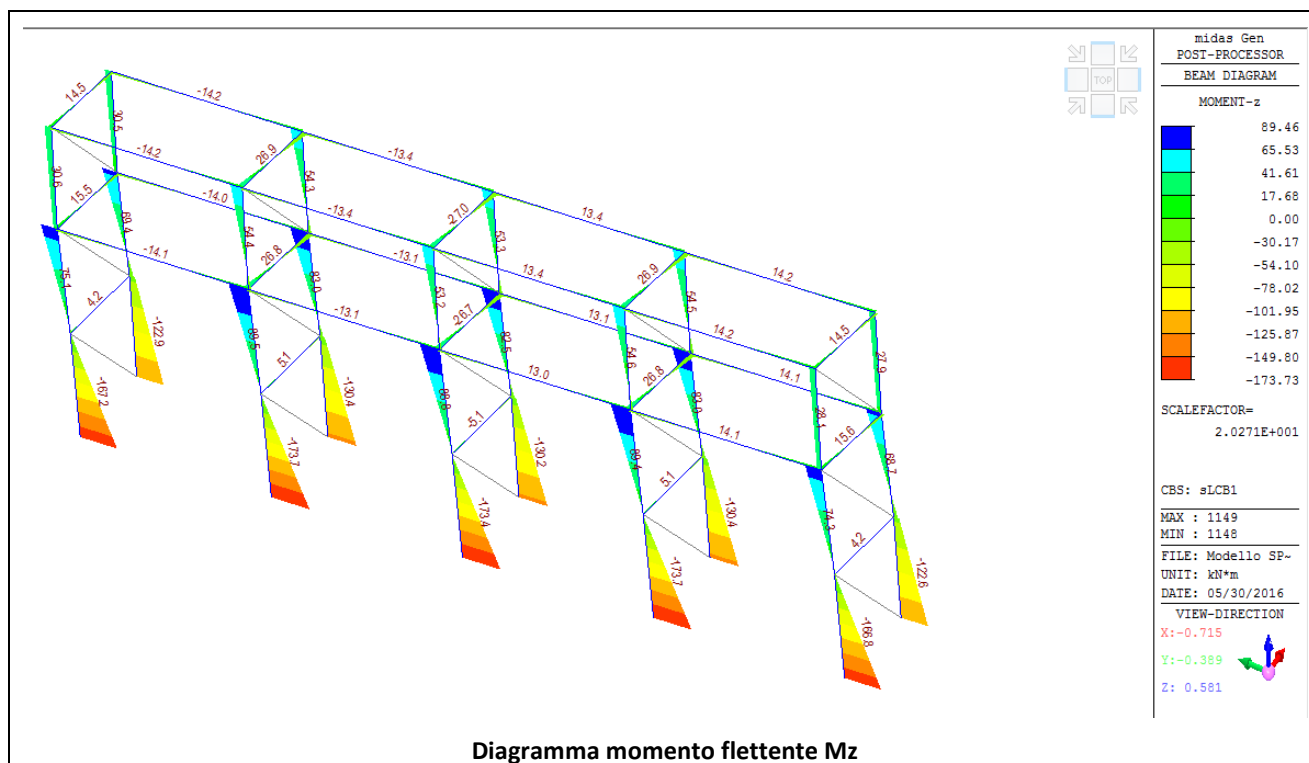
- 1) La deformata è stata calcolata considerando delle azioni applicate ai nodi dei setti, ben superiori a quelle ricavate dal procedimento di predimensionamento. Ciò nasce dal fatto che la geometria indicata è quella che costituisce la soluzione progettuale definitiva, che era più rigida (anche se non di molto) di quella che risultava strettamente dai calcoli di predimensionamento.
- 2) La maggior rigidità della struttura di controventamento rispetto a quella prevista in fase di predimensionamento, scaturisce dalla necessità di assorbire anche le componenti torsionali di sbandamento laterale per effetto del sisma...aspetto che nei calcoli di predimensionamento non è stato considerato;
- 3) La maggior rigidità a cui si è giunti con la soluzione definitiva dei setti, rispetto alla soluzione di predimensionamento, scaturisce dal fatto che era necessario anche contenere lo sbandamento laterale a livello del primo e secondo impalcato dei blocchi aule, per ridurre gli effetti negativi del martellamento strutturale tra la struttura in C.A. del corpo di collegamento e quella dei blocchi aule.

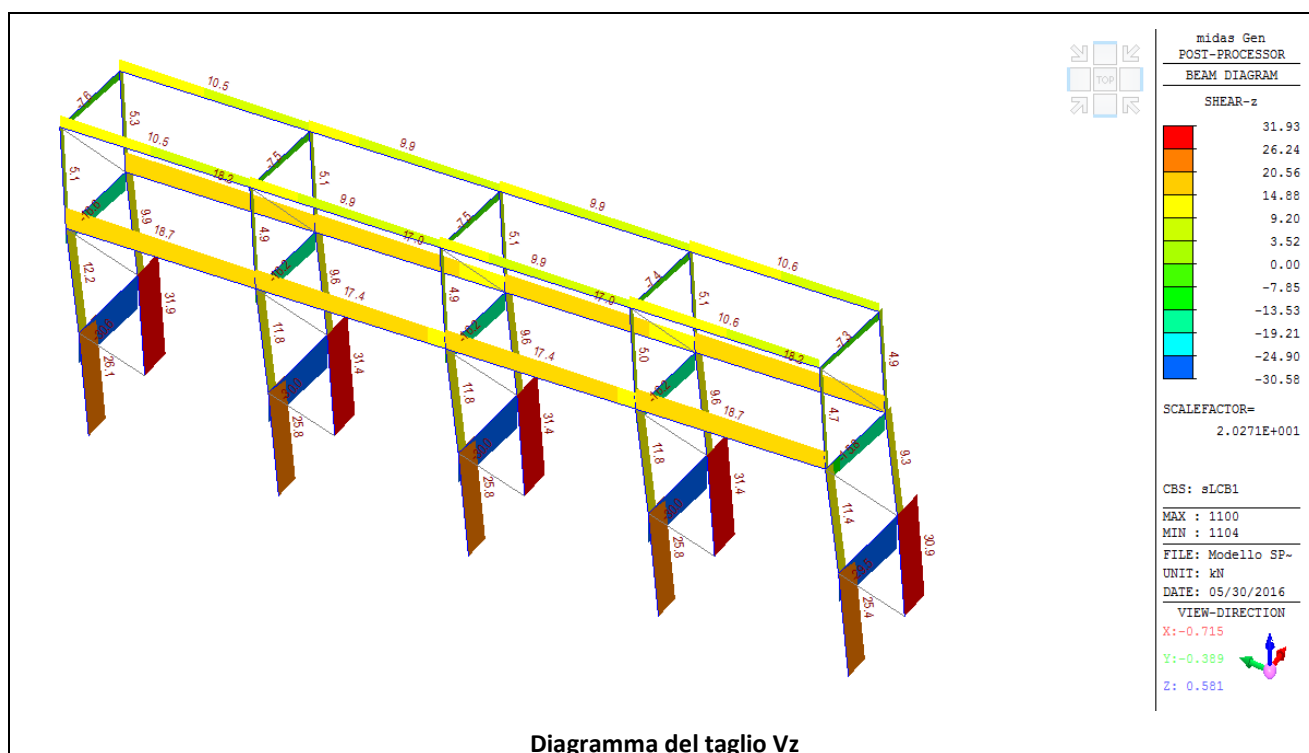
E' immediato constatare che anche applicando alla struttura dei setti la massima forza attesa dai dissipatori (stimata in 270 kN), non si superano i drift limite di piano.

Rispetto alla soluzione strutturale analizzata in fase di predimensionamento, alla quota di posa dei setti metallici sui basamenti in C.A., la deformazione laterale è stata considerata nulla.

Si mostrano quindi i diagrammi delle caratteristiche di sollecitazioni sulle membrature principali dei setti di controventamento.







Con le caratteristiche di sollecitazione indicate si possono eseguire le prime verifiche di resistenza delle membrature resistenti dei setti, con le quali è possibile apprezzare che i setti sono effettivamente realizzabili.

6.15 Confronto tra i risultati dei calcoli di predimensionamento ed i risultati dell'analisi numerica

La procedura di predimensionamento applicata, così come descritta nei paragrafi precedenti, ha permesso fondamentalmente di comprendere che esiste una (almeno) possibilità reale di definire una geometria delle sezioni resistenti delle membrature dei setti, tale da garantire il non superamento dei drift limite di piano per le colonne dei telai in C.A. della Scuola.

I calcoli svolti sono stati però riferiti ad una schematizzazione molto semplificata, sia dei telai in C.A. esistenti della Scuola, che dei setti di rinforzo.

L'affiancamento dei setti di rinforzo ad uno schema tridimensionale del telaio resistente in C.A. della Scuola, manifesterà quindi delle differenze rispetto a quanto atteso e/o previsto con i calcoli semplificati di predimensionamento. Tali differenze saranno quindi riconducibili principalmente ai seguenti fattori:

- Componenti torsionali dei modi di vibrare propri del telaio in C.A. della Scuola;
- Grado di vincolo reale agli estremi delle colonne dei telai in C.A. della Scuola.

E' possibile analizzare gli effetti di tali aspetti, almeno qualitativamente, per comprenderne e/o prevederne gli effetti sulla geometria finale dei setti di rinforzo.

Componenti torsionali

In fase di predimensionamento, sono state infatti considerate solo le componenti di spostamento laterale dei nodi di impalcato della struttura in C.A. esistente della Scuola. L'analisi modale del telaio 3D della Scuola nella configurazione dello stato di fatto, evidenzia invece che, i blocchi aule (per la loro estensione in pianta, per la dislocazione delle masse sismiche e per la dislocazione delle rigidità traslazionali rispetto al centro di massa di ciascun impalcato), danno vita ad un *comportamento a nucleo*: i modi di vibrare principali del telaio in C.A. della Scuola nella configurazione dello stato di fatto, **sono caratterizzati da componenti torsionali non completamente trascurabili a priori.**

Gli effetti di tali componenti torcenti, tenderanno inevitabilmente ad incrementare gli spostamenti assoluti dei nodi dei telai perimetrali della Scuola.

Se quindi non devono essere superati i drift limite che le colonne della struttura in C.A. della Scuola riescono a sopportare, l'incremento degli spostamenti assoluti dei nodi di impalcato provocato dalle componenti torsionali dei modi di vibrare che si ricavano con un'analisi tridimensionale del sistema telaio in C.A. + setti di rinforzo, richiederà quindi setti resistenti più rigidi, rispetto a quelli stimati in fase di predimensionamento.

Grado di vincolo

Nello schema di calcolo dei drift limite di impalcato e negli schemi dei calcoli di predimensionamento dei setti di rinforzo, le colonne dei telai in C.A. della Scuola sono state considerate doppiamente incastrate alle estremità (comportamento shear-type del telaio in C.A.)

Nella realtà, invece, i nodi trave-pilastro del telaio della Scuola ed il vincolo in fondazione alla base delle colonne, non è totalmente rigido (come invece presuppone l'ipotesi di doppio incastro adottata negli schemi di calcolo semplificati di predimensionamento), ma è attesa una certa possibilità di rotazione di tali nodi.

Il reale comportamento del grado di vincolo alle estremità delle colonne, aumenterà quindi la deformabilità laterale dei telai in C.A. della Scuola, rispetto a quanto è stato considerato negli schemi calcolo semplificati di predimensionamento.

Se quindi non devono essere superati i drift limite che le colonne della struttura in C.A. della Scuola riescono a sopportare, l'incremento degli spostamenti assoluti dei nodi di impalcato provocato da un grado di vincolo differente rispetto ad un incastro perfetto, che si ricavano con un'analisi tridimensionale del sistema telaio in C.A. + setti di rinforzo, richiederà quindi setti resistenti più rigidi, rispetto a quelli stimati in fase di predimensionamento.

In tale paragrafo quindi si ritiene opportuno presentare il confronto tra i principali risultati che si ottengono da un'analisi 3D del sistema telaio in C.A. + setti, assegnando a questi ultimi la geometria propria ricavata dai calcoli di predimensionamento.

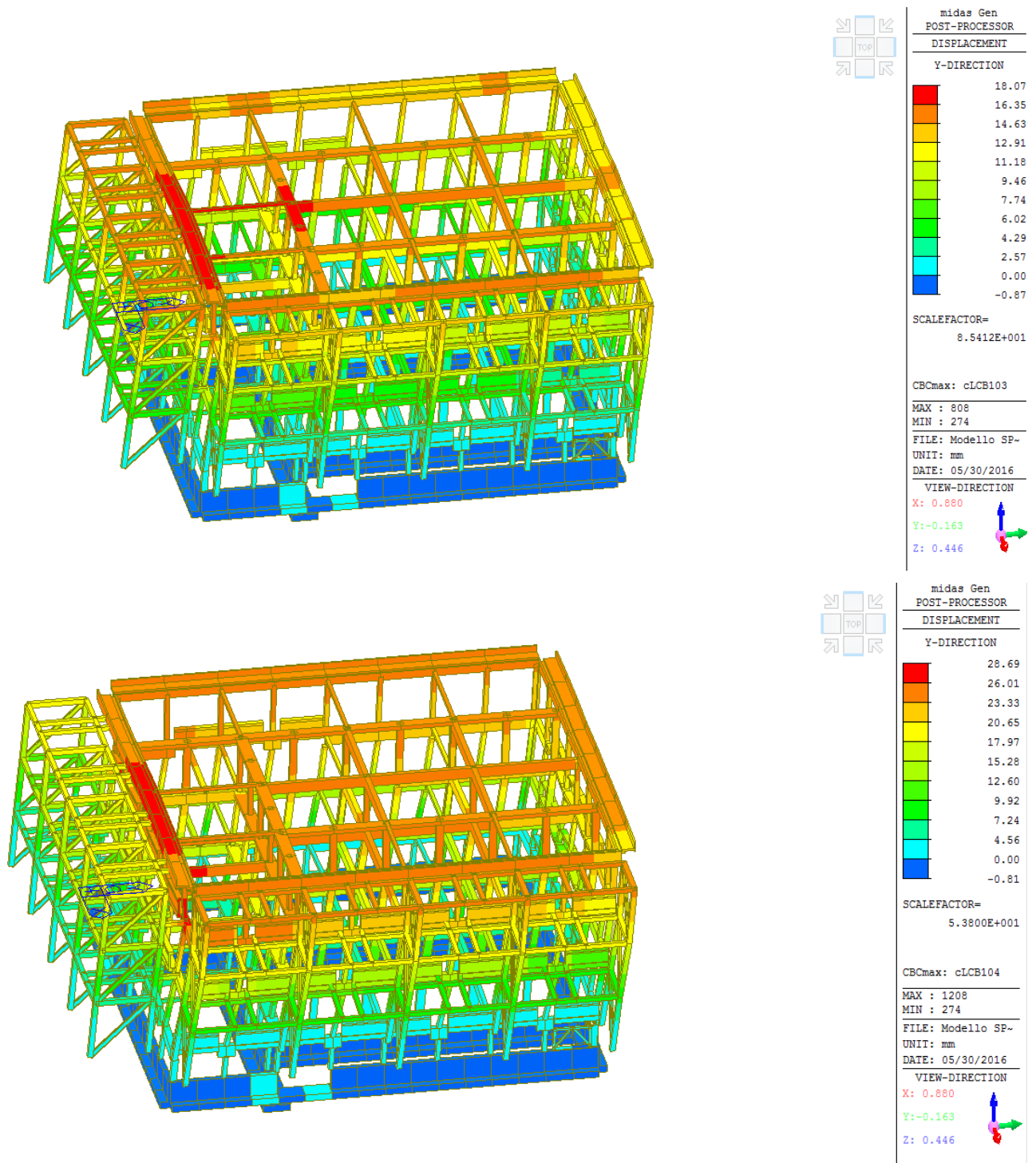
Il confronto verrà effettuato in riferimento alla deformata complessiva della struttura 3D della Scuola.

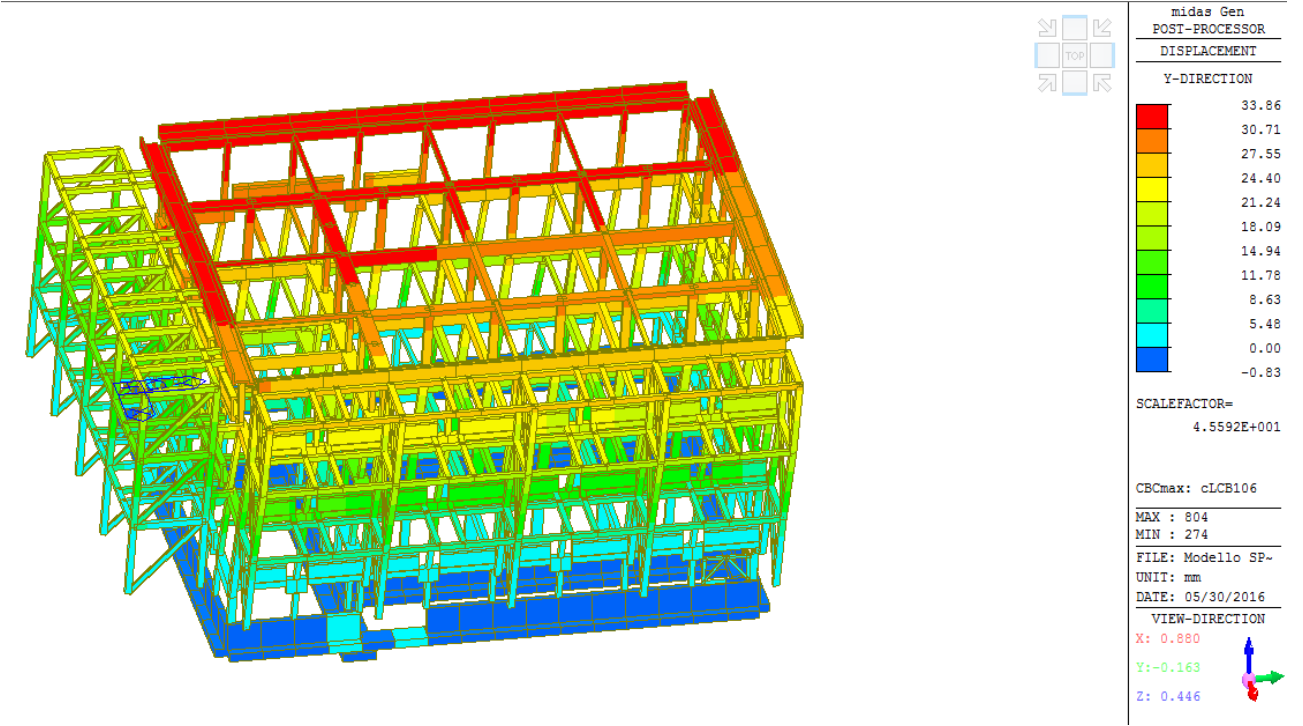
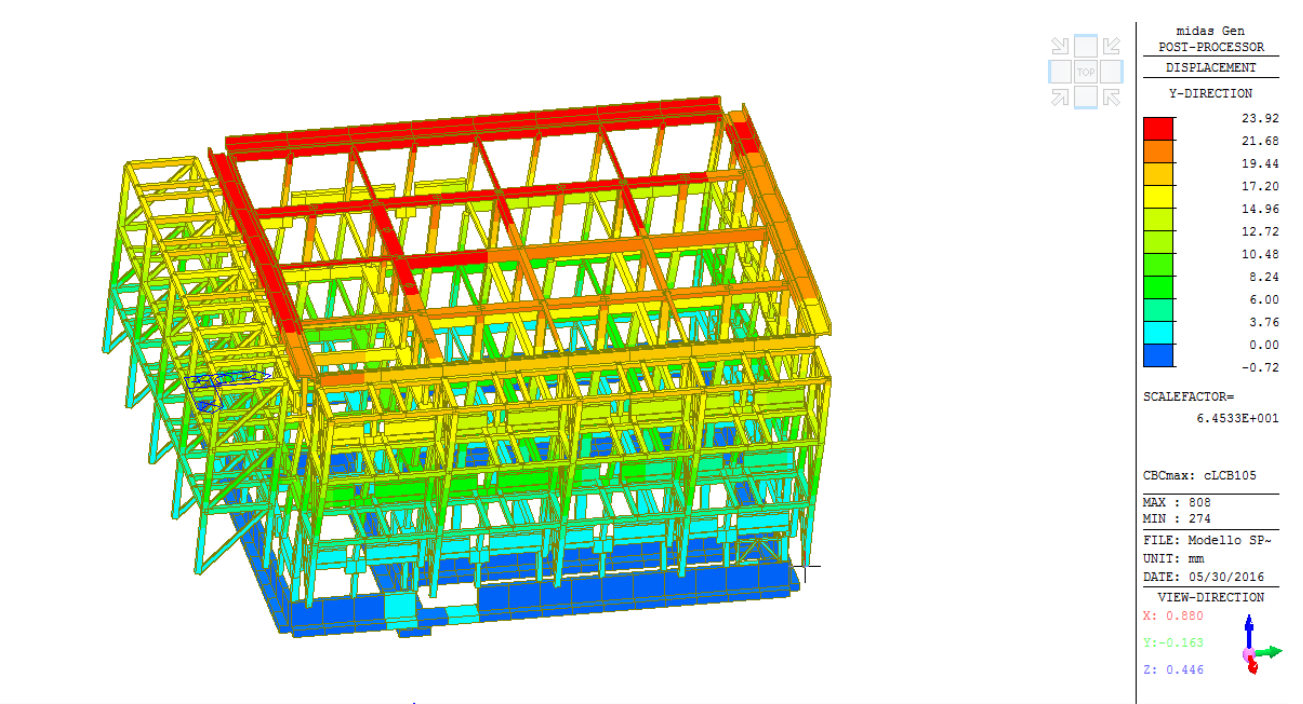
Nei diagrammi che seguono sono mostrate i valori massimi delle deformate che si registrano per ciascuno dei sette accelerogrammi utilizzati per il progetto/verifica della struttura definitiva.

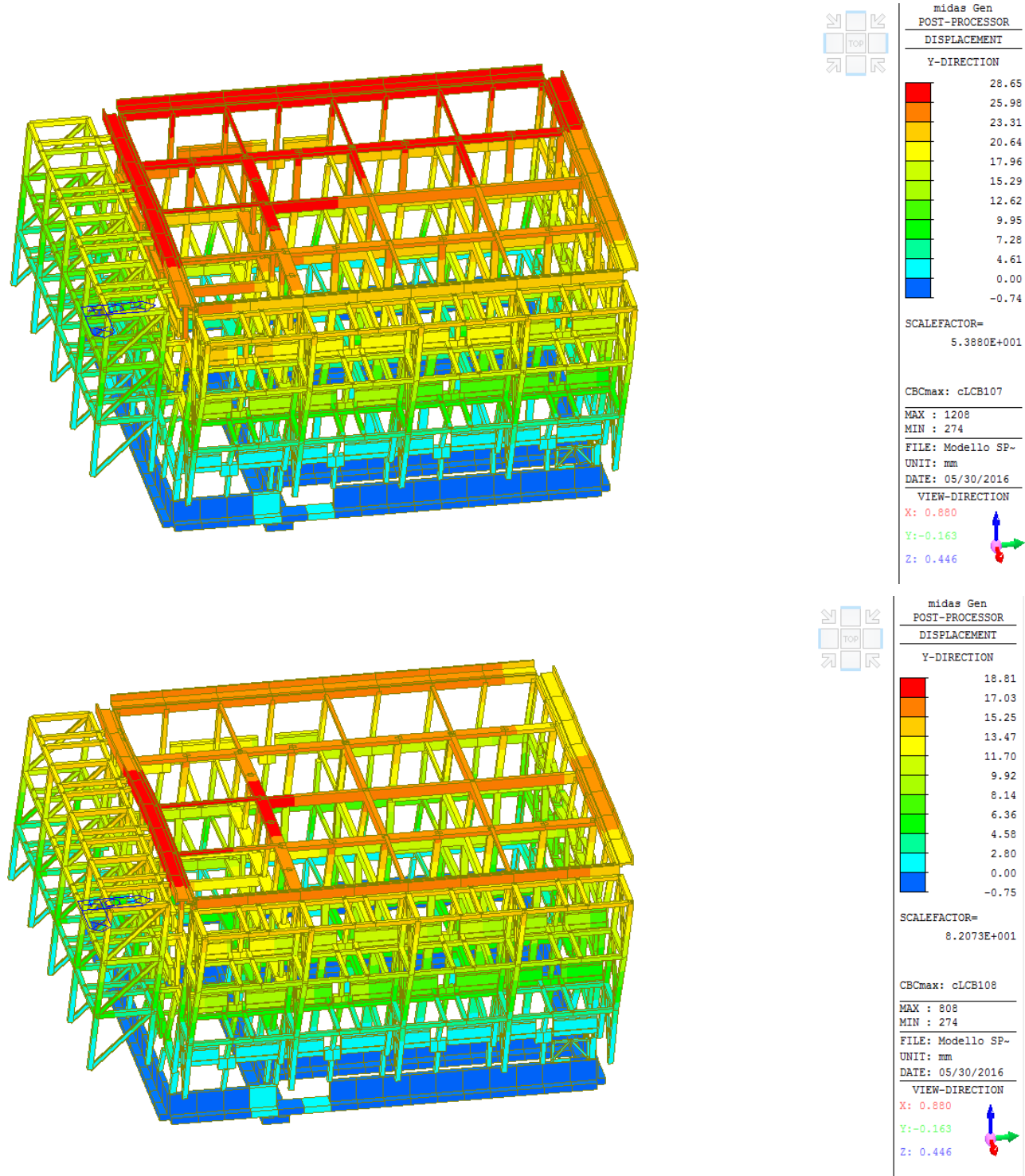
Più precisamente e per chiarezza è rappresentata la componente di spostamento alterale in direzione Y (direzione N-S), ma analoghi risultati valgono per la componente E-O.

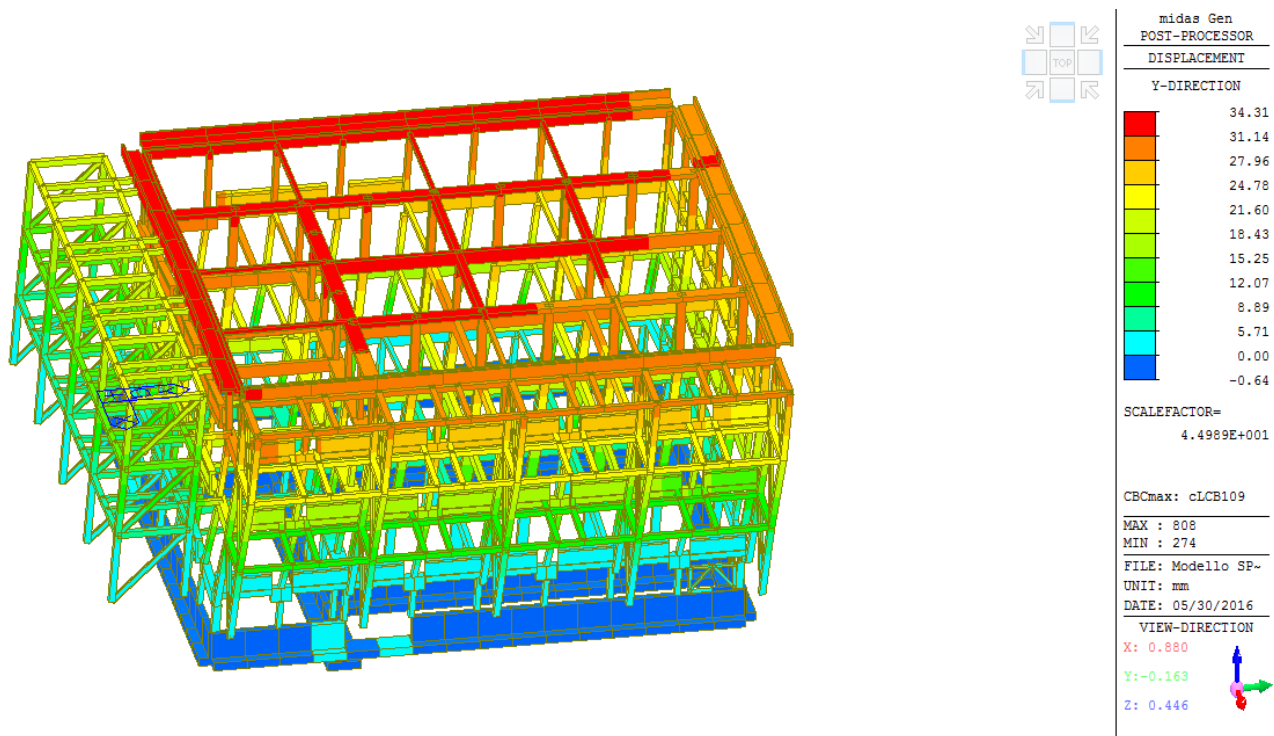
I valori di picco delle deformate, non sono significativi in time-history, perché sono raggiunti per pochi centesimi di secondo, mentre invece la deformata media è molto inferiore.

Con la legenda a colori è possibile apprezzare l'entità degli spostamenti calcolati (in mm) e comprendere che non sono mai superati i drift limite di piano.









Questo primo confronto è confortante ed indica che la soluzione adottata, effettivamente riesce a contenere i drift di piano entro un range tale che i pilastri, dovrebbero riuscire a sopportare.

Il condizionale è d'obbligo perché, la valutazione dei drift limite di piano per i vari pilastri è stata valutata su uno schema di calcolo differente rispetto a quello in cui realmente sono inseriti i pilastri.

La conferma definitiva circa l'efficacia della soluzione si avrà ovviamente quando si potranno consultare i risultati definitivi delle verifiche strutturali.

7. POST-COMPRESSIONE CON BARRE DYWIDAG

7.1 Generalità

Come descritto nella *prima sezione* della presente relazione, i setti di rinforzo verranno collegati ai nodi trave-pilastro di estremità dei telai piani principali (nelle due direzioni ortogonali in pianta) che compongono il telaio 3D della Scuola.

I setti di rinforzo non saranno però realizzati su tutti i lati dei blocchi aule, ma solo ed unicamente su due lati di ciascun blocco aule, e più precisamente:

- Lato sud ed est per il blocco aule n° 1;
- Lato sud ed ovest, per il blocco aule n° 2;

come si evince più direttamente dal disegno seguente:

Il telaio in C.A. della Scuola interagisce con i setti di rinforzo nelle due possibili direzioni di azione del sisma, pertanto può sia spingere i setti che tirarli.

Il telaio in C.A. della Scuola spinge i setti quando, per effetto del sisma, il telaio stesso tende ad avvicinarsi al setto.

Viceversa, il telaio in C.A. della Scuola tira i setti quando, per effetto del sisma, il telaio stesso tende ad allontanarsi al setto.

Poiché gli impalcati hanno una soletta in C.A. priva di rete di armatura, gli impalcati non possono essere ritenuti infinitamente rigidi e, quindi, gli unici elementi costruttivi che garantiscono il mutuo collegamento tra le colonne del telaio in C.A. della Scuola, sono le travi.

Quando, per effetto del sisma, il telaio in C.A. tende ad allontanarsi dai setti (il telaio *tira* i setti), le travi possono andare in trazione, condizione che non permette il soddisfacimento delle verifiche di resistenza per tensioni normali nelle travi e/o che provoca certamente un peggioramento di tali verifiche di resistenza, rispetto alla condizione di stato di fatto.

Si pensa quindi di contrastare tale fenomeno, post-comprimendo tutte le travi dei telai principali che compongono il telaio 3D della Scuola, ad un livello tale che, anche in presenza del sisma, non si raggiungano in esse valori di trazione pericolosi.

La post-compressione delle travi verrà applicata tesando delle barre Dywidag opportunamente calibrate.

Le barre saranno posizionate in modo tale che l'azione di compressione indotta nelle travi, venga a trovarsi, con buona approssimazione, in corrispondenza dell'asse baricentrico della sezione di C.A. delle travi, o comunque, ad una quota inferiore; in tal modo la post-compressione delle travi dei telai in C.A. della Scuola, garantirà:

- un miglioramento delle verifiche di sicurezza per tensioni normali in corrispondenza della mezzera della trave, sia perché aumenterà il momento resistente per effetto della maggiore componente di compressione assiale e sia perché sarà ridotto il momento flettente positivo che si genera per i carichi statici agenti su di esse;
- un miglioramento delle verifiche di sicurezza per tensioni normali e taglio in corrispondenza degli estremi della trave, per effetto della maggiore componente di compressione assiale.

La post-precompressione sarà applicata con la procedura descritta nel seguito:

Fase 1:

- La barra Dywidag, sarà ancorata ad un estremo del fabbricato e tesata della quantità opportuna all'altro estremo (la tesatura necessaria potrà essere effettuata in un'unica fase o in due fasi successive, in relazione alla corsa disponibile del martinetti di tesatura);
- Dopo avere raggiunto il grado di tensionamento desiderato, la barra sarà fissata in vari punti previsti, mantenendola in tensione: si prevede di fissare le barre in corrispondenza della mezzera delle travi di ogni allineamento;

Fase 2:

Terminato il fissaggio alle travi, la barra sarà ancorata anche all'estremo di tiro e liberata dai martinetti;

Poiché le barre Dywidag saranno posizionate lungo entrambe le direzioni ortogonali in pianta, si prevede uno sfalsamento in altezza in corrispondenza degli incroci, per evitare ogni interferenza tra di esse.

Il posizionamento delle barre Dywidag, è stato concepito in modo tale da rendere minima l'interferenza con gli elementi strutturali verticali dei telai in C.A. della Scuola.

In corrispondenza degli incroci di travi, le barre di ogni allineamento saranno lasciate passare all'interno delle travi ortogonali, ma non saranno vincolate ad esse rigidamente.

7.2 Calcoli tensionamento barre Dywidag

Per poter dimensionare le barre Dywidag in modo tale che possano garantire la post-compressione desiderata nelle travature dei telai in C.A. della Scuola, sono necessarie alcune considerazioni preliminari:

- in ogni istante della fase 1 di tesatura, poichè tutte le porzioni di travi che compongono la travatura devono essere in equilibrio, il tiro complessivo nelle barre deve uguagliare l'azione assiale di ogni trave che costituisce la porzione della travatura. Tutto ciò fino al raggiungimento della tesatura desiderata.
- durante la fase 1 di tesatura, dal momento che la barra Dywidag è libera di scorrere relativamente lungo le travature (essendo vincolata solo alle sue due estremità), si disporrà in modo tale da raggiungere la tesatura desiderata, senza creare disequilibri nei singoli tratti di travi che compongono la travatura.
- Il fissaggio delle barre lateralmente alle travi, operazione della fase 2, congelerà semplicemente la condizione che si raggiunge al termine della fase 1 di tesatura, senza modificare niente.

Con tale modalità di applicazione della post-compressione, è abbastanza semplice dimensionare la barre Dywidag per giungere alla tesatura desiderata, e valutare la corsa del martinetto da impiegare per effettuare la tesatura.

A tal proposito sarà sufficiente imporre che, il lavoro di deformazione necessario per precomprimere la singola travatura, risulti uguale alla variazione del lavoro di deformazione tra il tensionamento iniziale ed il tensionamento finale della barra Dywidag.

Per ogni singola trave che compone la travatura, il lavoro di deformazione per compressione, può essere calcolato utilizzando il teorema di Clapeyron:

$$L_{c,i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{C,i}^2 \cdot l_{b,i}}{E_{b,i} \cdot A_{b,i}}$$

in cui:

- $N_{C,i}$ è lo sforzo assiale di compressione finale, quindi, sostanzialmente, il valore della precompressione che si vuole garantire nell'i-esimo tratto di trave;
- $L_{c,i}$ è il lavoro di deformazione che si deve esplicare nell'i-esimo tratto di trave per poter indurre l'azione di compressione $N_{C,i}$ nella trave stessa;
- $l_{b,i}$ è la lunghezza iniziale dell'i-esima trave (b=beam), prima dell'applicazione della precompressione;
- $E_{b,i}$ è il modulo elastico del materiale di cui è composta l'i-esima (CLS o acciaio);
- $A_{b,i}$ è la sezione resistente a compressione dell'i-esima trave.

Il lavoro complessivo necessario per post-comprimere quindi un'intera travata, comprendente genericamente sia travi in CLS che in acciaio (nei tratti di campi di solaio in cui mancano le travi, si pensa infatti di aggiungere dei profilati metallici), può quindi essere calcolato con la seguente relazione:

$$L_{c,TOT} = \sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} L_{c,CLS,i} + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} L_{c,STEEL,j} = \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} \frac{N_{C,CLS,i}^2 \cdot l_{b,CLS,i}}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} + \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} \frac{N_{C,STEEL,j}^2 \cdot l_{b,STEEL,j}}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}}$$

Relazione di calcolo

La variazione del lavoro di deformazione nel tirante Dywidag vale invece:

$$\Delta L_W = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{T,W,0}^2 \cdot l_W}{E_W \cdot A_W} - \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{T,W}^2 \cdot l_W}{E_W \cdot A_W} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(N_{T,W,0}^2 - N_{T,W}^2) \cdot l_W}{E_W \cdot A_W}$$

in cui:

- $N_{T,W,0}$ è lo sforzo assiale finale di trazione ne tirante Dywidag, al termine della fase di tensionamento iniziale;
- $N_{T,W}$ è lo sforzo assiale finale di trazione nel tirante Dywidag, dopo che il CLS ha raggiunto il valore di compressione voluto;
- l_W è la lunghezza iniziale del tirante Dywidag, prima dell'applicazione della trazione;
- E_W è il modulo elastico del materiale di cui è composta la barra Dywidag
- A_W è la sezione resistente a trazione della barra Dywidag.

Per ogni travatura dovrà quindi valere la seguente relazione:

$$L_{c,TOT} = \Delta L_W \Leftrightarrow \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} \frac{N_{C,CLS,i}^2 \cdot l_{b,CLS,i}}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} + \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} \frac{N_{C,STEEL,j}^2 \cdot l_{b,STEEL,j}}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(N_{T,W,0}^2 - N_{T,W}^2) \cdot l_W}{E_W \cdot A_W}$$

Poiché in ogni trave che compone l'intera travatura, deve valere:

$$N_{C,CLS,i} \equiv N_{C,STEEL,j} = N_C \quad \forall i, j$$

in cui N_C rappresenta l'azione di compressione voluta nella travatura, si ha che deve valere:

$$\frac{1}{2} \cdot N_C^2 \cdot \left[\sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} \frac{l_{b,CLS,i}}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} \frac{l_{b,STEEL,j}}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}} \right] = \frac{1}{2} \cdot \frac{(N_{T,W,0}^2 - N_{T,W}^2) \cdot l_W}{E_W \cdot A_W}$$

Eseguendo i calcoli si ricava quindi:

$$N_{T,W,0}^2 = N_{T,W}^2 + \frac{E_W \cdot A_W}{l_W} \cdot N_C^2 \cdot \left[\sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} \frac{l_{b,CLS,i}}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} \frac{l_{b,STEEL,j}}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}} \right]$$

Poiché sempre per l'equilibrio deve risultare

$$N_{T,W} = N_C$$

allora si ottiene:

$$N_{T,W,0} = N_C \cdot \sqrt{1 + \frac{E_W \cdot A_W}{l_W} \cdot \left[\sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} \frac{l_{b,CLS,i}}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} \frac{l_{b,STEEL,j}}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}} \right]}$$

Il valore della trazione finale raggiunta nei tiranti al termine del processo di tensionamento iniziale, deve quindi soddisfare le relazioni seguenti:

$$N_{T,W,0} = \alpha \cdot A_W \cdot f_{yd,W}$$

$$N_{T,W,0} = \Delta l_W \cdot \frac{E_W \cdot A_W}{l_W}$$

In cui:

Relazione di calcolo

- $f_{yd,W}$ è la tensione di snervamento di progetto delle barre Dywidag;
- α è il coefficiente di sfruttamento della sezione rispetto al carico di snervamento ($\alpha \leq 1$);
- Δl_W è l'allungamento delle barre Dywidag al termine del tensionamento iniziale.

Poichè A_W è nota, dal momento che le barre sono a catalogo, si possono determinare le due relazioni seguenti:

$$\alpha = \frac{N_C}{A_W \cdot f_{yd,W}} \cdot \sqrt{1 + \frac{E_W \cdot A_W}{l_W} \cdot \left[\sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} \frac{l_{b,CLS,i}}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} \frac{l_{b,STEEL,j}}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}} \right]}$$

$$\Delta l_W = N_C \cdot \frac{l_W}{E_W \cdot A_W} \cdot \sqrt{1 + \frac{E_W \cdot A_W}{l_W} \cdot \left[\sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} \frac{l_{b,CLS,i}}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} \frac{l_{b,STEEL,j}}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}} \right]}$$

che, rispettivamente, esprimono il grado di sfruttamento della sezione rispetto allo snervamento e l'allungamento delle barre al termine del tensionamento iniziale (parametro che dovrà risultare inferiore alla corsa massima del martinetto) per avere la precompressione N_C nella travatura di CLS.

Al termine del processo di post-compressione, si deve avere che la lunghezza finale della travatura in C.A. (che risulta minore di quella iniziale per effetto della post-compressione), deve risultare uguale alla lunghezza finale della barra Dywidag (che sarà maggiore di quella iniziale per effetto dell'allungamento del tensionamento):

$$\sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} l_{b,CLS,i} \cdot \left(1 - \frac{N_C}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} \right) + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} l_{b,STEEL,j} \cdot \left(1 - \frac{N_C}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}} \right) = l_W + N_C \cdot \frac{l_W}{E_W \cdot A_W}$$

pertanto vale:

$$l_W = \frac{E_W \cdot A_W \cdot \left[\sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} l_{b,CLS,i} + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} l_{b,STEEL,j} - N_C \cdot \left(\sum_{i=0}^{i=n_{CLS}} \frac{l_{b,CLS,i}}{E_{b,CLS,i} \cdot A_{b,CLS,i}} + \sum_{j=0}^{j=n_{STEEL}} \frac{l_{b,STEEL,j}}{E_{b,STEEL,j} \cdot A_{b,STEEL,j}} \right) \right]}{E_W \cdot A_W + N_C}$$

relazione che può essere sostituita nelle precedenti permettendo di esprimere il coefficiente di sfruttamento α e l'allungamento della barra Dywidag Δl_W , prescindendo dal conoscere la lunghezza iniziale l_W della barra Dywidag.

Nella tabelle seguenti vengono riportati i risultati dei calcoli di pensionamento delle barre Dywidag, solaio per solaio:

La prima tabella indica le caratteristiche meccaniche e geometriche comuni a tutte le valutazioni:

Dati comuni					
Barre Dywidag			CLS travi	Acciaio Profilati	Post-compressione
$E_W [N/mm^2]$	$A_W [mm^2]$	$f_{yk} [N/mm^2]$	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$N_C [N]$
200000	268.8	950	24846	200000	150000

Relazione di calcolo

7.3 Telai interni

Risultati impalcati 1°, 2°, 3° – Blocco Aule 1

Trave 7-11-19-23-28-32-37-41-49						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	150000	3125			
2	24846	150000	6250			
3	24846	168000	6250			
4	24846	168000	3125			
5	24846	150000	3125			
6	24846	150000	3125			
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.59			70			
Trave 5-17-27-36-47						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	192000	3125			
2	24846	192000	6250			
3	24846	192000	6250			
4	24846	192000	3125			
5				200000	4656	6250
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.59			70.4			
Trave 3-15-22-26-31-35-40-45						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	168000	3125			
2	24846	168000	6250			
3	24846	168000	6250			
4	24846	168000	3125			
5				200000	4656	6250
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.59			70.4			
Trave 13-14-15-16-17-18-19-20						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	168000	3125			
2	24846	168000	6250			
3	24846	168000	6250			
4	24846	168000	3125			
5				200000	1920	6250
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.6			71			
Trave 25-26-27-28-29						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	150000	3125			
2	24846	192000	6250			
3	24846	192000	6250			
4	24846	192000	3125			
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.59			52.5			

Relazione di calcolo

Trave 34-35-36-37-38						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	150000	3125			
2	24846	192000	6250			
3	24846	192000	6250			
4	24846	192000	3125			
5				200000	4656	6250
α			$\Delta L_W [mm]$			
0.59			70.4			

Risultati impalcati 4° – Blocco Aule 1

Trave 7-11-19-23-28-32-37-41-49						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	168000	3125			
2	24846	168000	6250			
3	24846	168000	6250			
4	24846	168000	6250			
5	24846	168000	3125			
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.59			70			
Trave 5-17-27-36-47						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	192000	3125			
2	24846	192000	6250			
3	24846	192000	6250			
4	24846	192000	3125			
5				200000	4656	6250
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.59			70.4			
Trave 3-15-22-26-31-35-40-45						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	168000	3125			
2	24846	168000	6250			
3	24846	168000	6250			
4	24846	168000	3125			
5				200000	4656	6250
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.59			70.4			
Trave 13-14-15-16-17-18-19-20						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1	24846	168000	3125			
2	24846	168000	6250			
3	24846	168000	6250			
4	24846	168000	3125			
5				200000	4656	6250
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.6			70.4			

Relazione di calcolo

Trave 25-26-27-28-29						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1				200000	1920	6250
2	24846	192000	3125			
3	24846	192000	6250			
4	24846	192000	3125			
5				200000	4656	6250
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.6			80.2			
Trave 34-35-36-37-38						
Tratto	$E_{CLS} [N/mm^2]$	$A_{CLS} [mm^2]$	$L_{CLS} [mm]$	$E_{STEEL} [N/mm^2]$	$A_{STEEL} [mm^2]$	$L_{STEEL} [mm]$
1				200000	1920	6250
2	24846	192000	3125			
3	24846	192000	6250			
4	24846	192000	3125			
5				200000	4656	6250
α			$\Delta L_w [mm]$			
0.6			80.2			

7.4 Verifica piastre di ancoraggio barre Dywidag

Le barre Dywidag, una volta tesate, verranno rese solidali alle travature del telaio in C.A., mediante piastre metalliche opportunamente sagomate e dimensionate, che saranno installate (sulle travi in C.A. del telaio) prima di iniziare le operazioni di tesatura.

Tali piastre di ancoraggio delle barre Dywidag, sono previste sia per le travature dei telai interni ai blocchi aule che per le travature dei telai perimetrali.

La geometria delle suddette piastre di collegamento, è stata scelta per raggiungere i seguenti obiettivi:

piastre telai interni:

- non avere interferenze durante le operazioni di tesatura delle barre Dywidag;
- poter garantire un accoppiamento piastra-barra con un gioco nullo o quasi;
- ridurre al minimo le interferenze tra barre e pilastri dei telai in C.A. esistenti;
- risultare applicabili tanto alle travi in spessore quanto alle travi ribassate dei telai in C.A.

piastre telai perimetrali:

- permettere l'ancoraggio di estremità delle barre interne, senza interferire con le barre perimetrali;
- permettere l'ancoraggio delle estremità delle barre perimetrali;
- permettere il collegamento anche con i dissipatori, sui prospetti in cui tali dispositivi sono previsti.

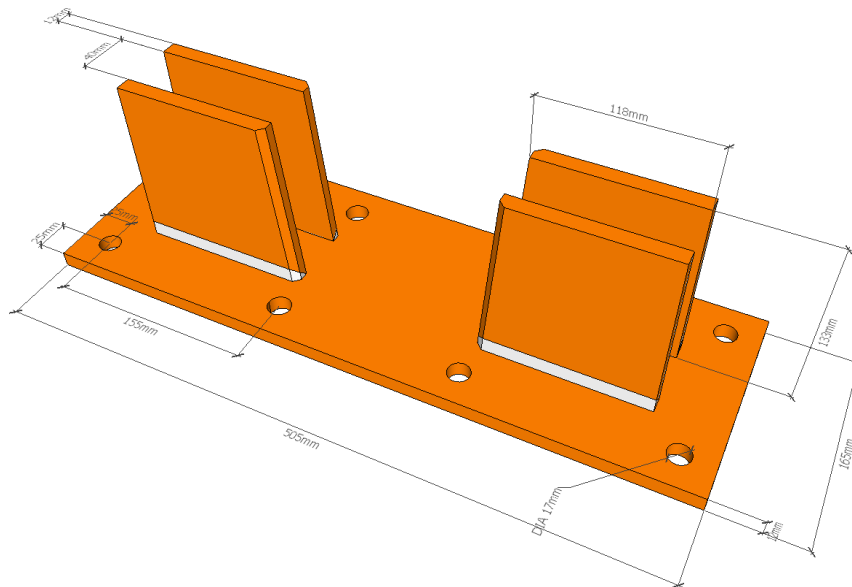
Oltre ai suddetti condizionamenti, non ultimo, si è cercato di garantire una geometria che riducesse al minimo gli sfridi di materiale.

Si è giunti quindi ad individuare una serie di piastre di collegamento, la cui geometria sarà presentata nei due paragrafi che seguono; in essi saranno riportate le ipotesi ed i calcoli dimensionamento/verifica delle piastre, dal momento che, per la modalità in cui verrà effettuata la post-compressione delle travature del telaio in C.A., i punti di ancoraggio intermedi delle barre Dywidag saranno sostanzialmente scarichi.

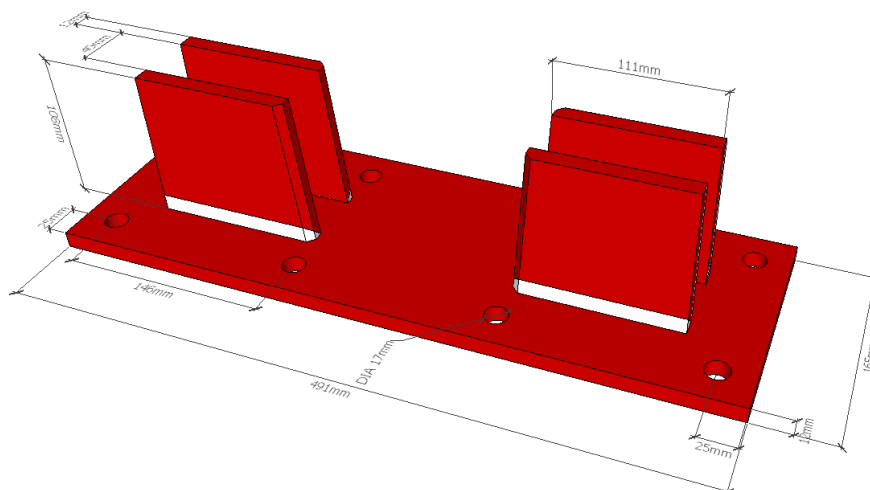
La geometria delle piastre di ancoraggio ed i relativi calcoli di verifica, sono state definite in riferimento ad un'azione di post-compressione per le travature dei telai esistenti, pari a 300 kN; tale valore di sollecitazione è scaturito da analisi preliminari condotte su un modello numerico tridimensionale dei telai in C.A. dei blocchi aule della Scuola.

7.4.1 Piastre per telai interni

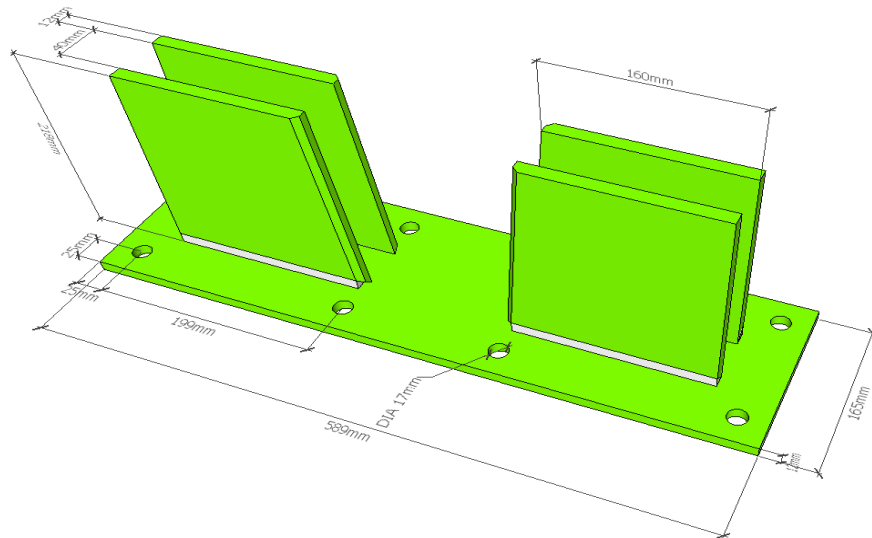
7.4.1.1 Denominazione e geometria



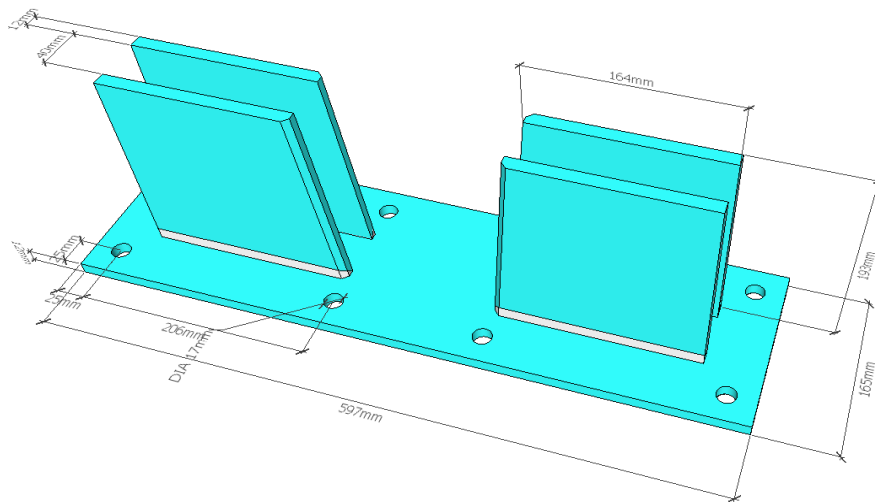
Piastra interna laterale travi tipo 1



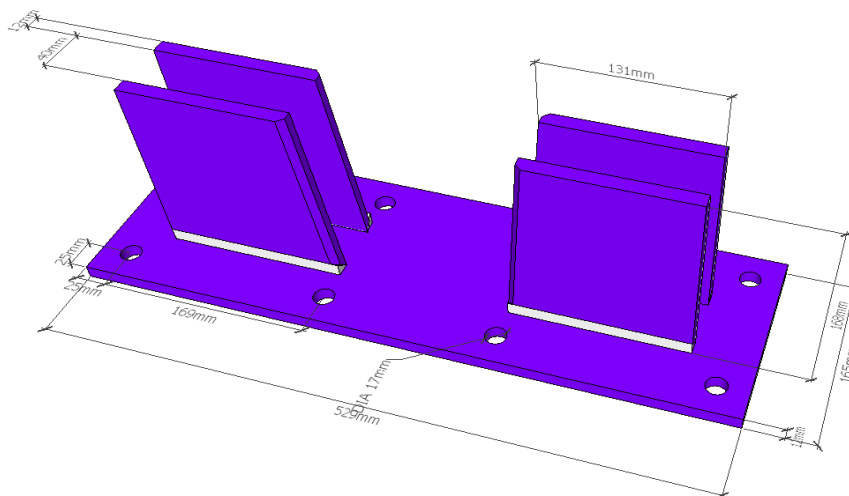
Piastra interna laterale travi tipo 2



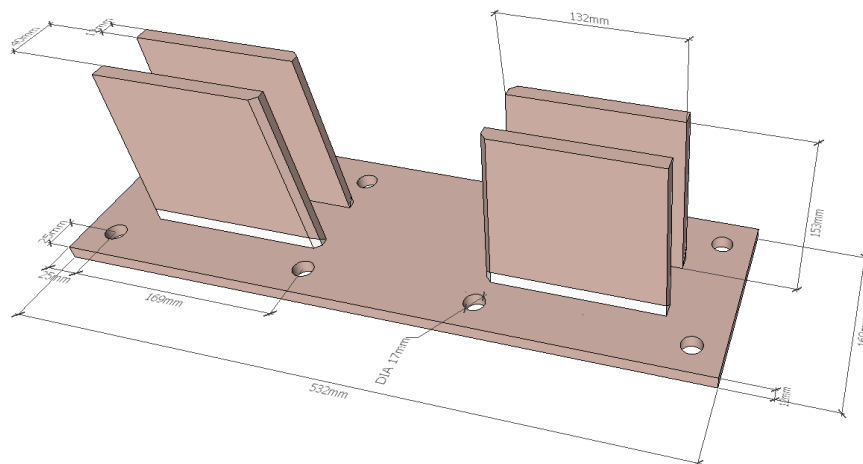
Piastra interna laterale travi tipo 3



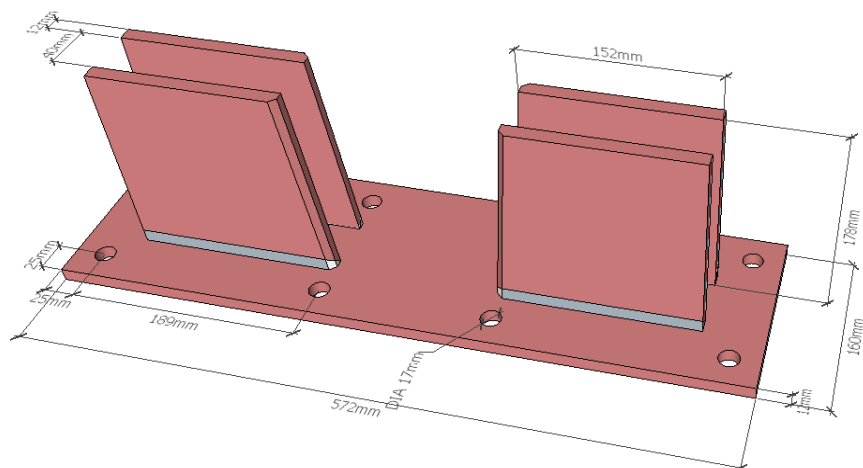
Piastra interna laterale travi tipo 4



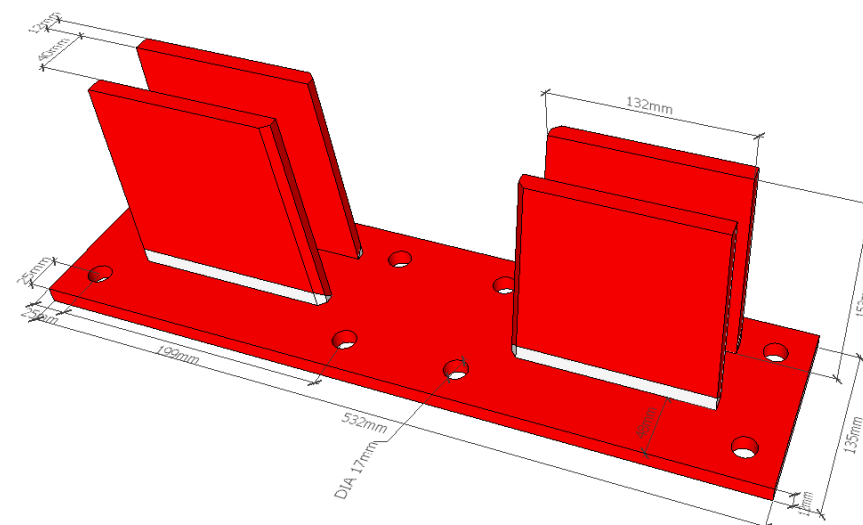
Piastra interna laterale travi tipo 5



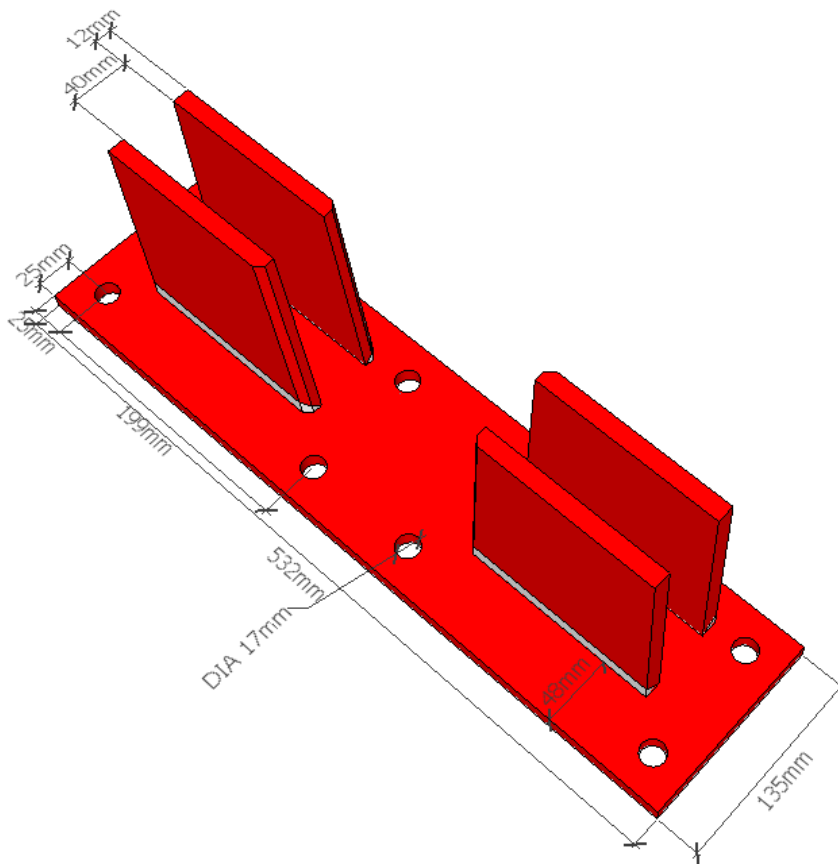
Piastra interna intradosso travi tipo 1



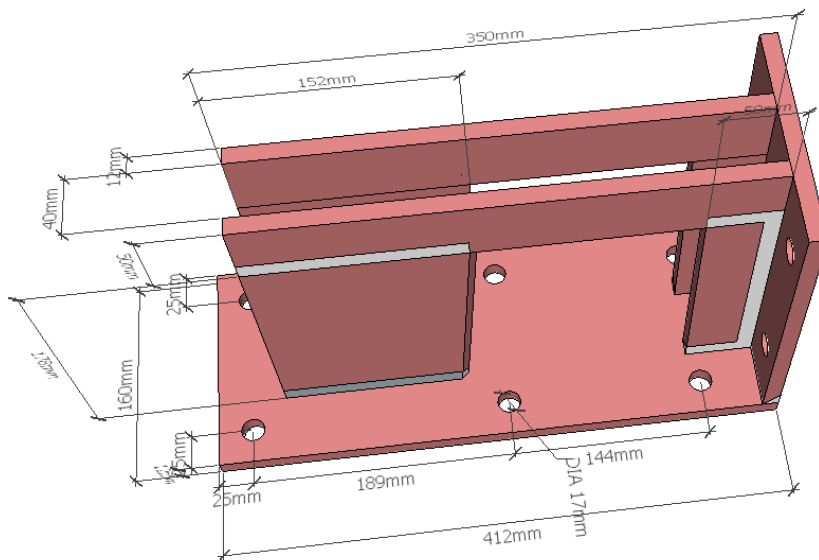
Piastra interna intradosso travi tipo 2



Piastra interna intradosso travi tipo 3



Piastra interna intradosso travi tipo 3



Piastra interna intradosso travi tipo 4



7.4.1.2 Ipotesi e calcoli di dimensionamento e verifica

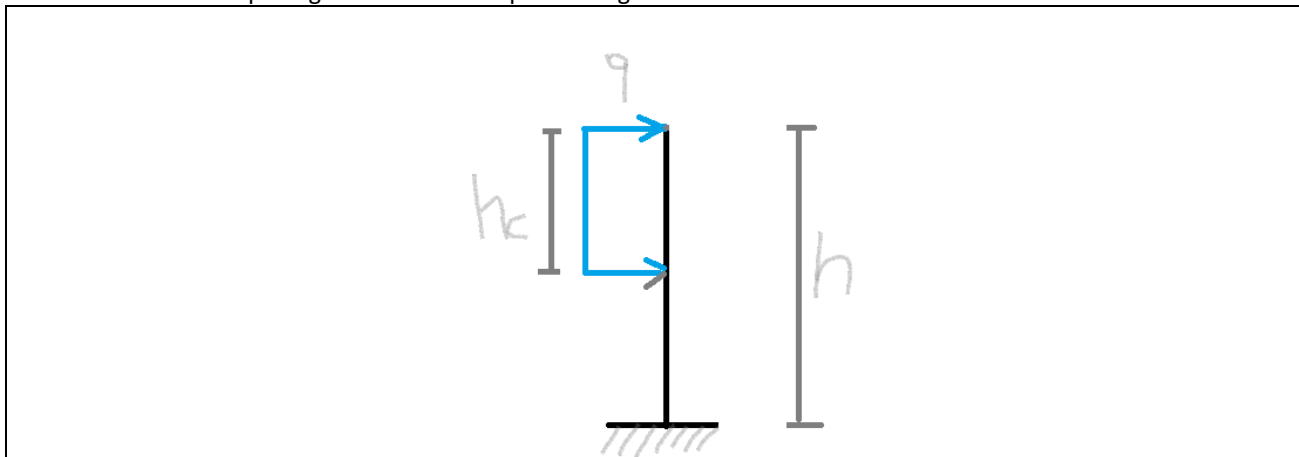
L'azione di post-compressione delle travature dei telai interni, sarà applicata tensionando due barre Dywidag posizionate simmetricamente rispetto al piano verticale di simmetria delle travature.

Ciascuna barra quindi sarà soggetta ad un'azione di trazione di 150 kN.

Poichè l'accoppiamento tra barre Dywidag e piastre, verrà realizzato a tensionamento terminato delle barre, le piastre risulteranno scariche.

Il dimensionamento delle piastre e dei risalti, verrà quindi eseguito assumendo che, per imperfezioni esecutive, essi assorbano metà dell'azione di competenza di ciascuna piastra, ovvero: 75 kN.

Lo schema di calcolo per il generico risalto è quindi il seguente:



in cui

$$q = \frac{N_C}{h_c}$$

pertanto le sollecitazioni massime nella zona di incastro del risalto, sono le seguenti:

$$V_{MAX} = N_C$$

$$M_{MAX} = N_C \cdot \left(h - \frac{h_c}{2} \right)$$

in cui:

- N_C è l'azione risultante che si assume agisca sul risalto;
- h_c è lunghezza della zona di contatto tra il cuneo di accoppiamento tra barra e piastra;
- h è l'altezza del risalto;
- V_{MAX} è il taglio massimo all'incastro;
- M_{MAX} è il momento flettente massimo all'incastro.

Poiché si pensa di realizzare la solidarizzazione tra piastra e risalto con **saldature a completa penetrazione**, l'area resistente della zona di incastro è quindi rettangolare e può essere indicata genericamente così:

$$A = b \cdot t$$

dove:

- t è lo spessore della lamiera del risalto;
- b è la lunghezza minima della sezione del risalto.

Relazione di calcolo

Per favorire l'accoppiamento ottimale tra manicotto della barra Dywidag e piastre di ancoraggio, i lati prospicienti dei due risalti avranno un'inclinazione di 5°, pertanto il valore minimo della lunghezza b del risalto, corrisponde alla sua lunghezza misurata in sommità al risalto stesso.

L'area di incastro deve quindi ovviamente essere verificata a flessione ed a Taglio.

Verifica a taglio:

La sezione di incastro del risalto è verificata a taglio, se e solo se è soddisfatta la seguente relazione:

$$V_{MAX} \leq V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \Rightarrow V_{MAX} \leq \frac{b \cdot t \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \Leftrightarrow b \geq \frac{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0} \cdot V_{MAX}}{t \cdot f_{yk}}$$

Verifica a flessione:

La sezione di incastro del risalto è verificata a flessione, se e solo se è soddisfatta la seguente relazione:

$$M_{MAX} \leq M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} \Rightarrow M_{MAX} \leq \frac{t \cdot b^2}{6} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{m0}} \Leftrightarrow b \geq \sqrt{\frac{6 \cdot \gamma_{m0} \cdot M_{MAX}}{t \cdot f_{yk}}}$$

Fissato quindi lo spessore t della lamiera con la quale realizzare i risalti, la sezione di incastro tra la piastra di appoggio ed il risalto stesso è soddisfatta qualora:

$$b \geq MAX \left\{ \sqrt{\frac{6 \cdot \gamma_{m0} \cdot M_{MAX}}{t \cdot f_{yk}}}, \frac{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0} \cdot V_{MAX}}{t \cdot f_{yk}} \right\}$$

La tabella seguente riporta i valori di b calcolati con la relazione precedente, per uno spessore delle lamiere $t = 12 \text{ mm}$, per diversi valori di altezza h del risalto:

Piastre interne laterali travi		
Tipo piastra	h [mm]	b [mm]
1	133	102
2	108	87
3	218	141
4	193	130
5	168	119

Piastre interne intradosso travi		
Tipo piastra	h [mm]	b [mm]
1	153	112
2	178	124
3	153	112
4	178	124

I calcoli in tabella sono stati effettuati assumendo i seguenti dati:

$f_{yk} [N/mm^2]$	$N_c [N]$	$h_c [mm]$	γ_{m0}
355	75000	80	1.05

Si osservi che i valori delle sezioni di incastro dei risalti, sono tutte maggiori dei valori calcolati, perché in una prima versione di progetto delle piastre, si pensava di adottare una saldatura a cordoni laterali e non a completa penetrazione: le sezioni di incastro dei risalti sono quindi soddisfatte.

7.4.2 Piastre per telai perimetrali

omissis

7.4.2.1 Denominazione e geometria

omissis

7.4.2.2 Ipotesi e calcoli di dimensionamento e verifica

omissis

7.4.3 Criticità e/o interferenze particolari

omissis

7.5 Verifica di compatibilità della post-compressione delle travi dei telai in C.A. della Scuola

In questa sezione si valutano gli effetti della post-compressione delle travature dei telai in C.A. della Scuola.

Più precisamente si valutano i seguenti aspetti:

- l'incremento di resistenza a taglio e flessione che la post-compressione produce, rispetto alla configurazione dello stato di fatto;
- che l'incremento di momento flettente negativo non crei problemi alla sezione.

Poiché gran parte delle sezioni resistenti delle travi dei telai in C.A. hanno sezione rettangolare, è possibile eseguire tali valutazioni con calcolazioni pressoché manuali.

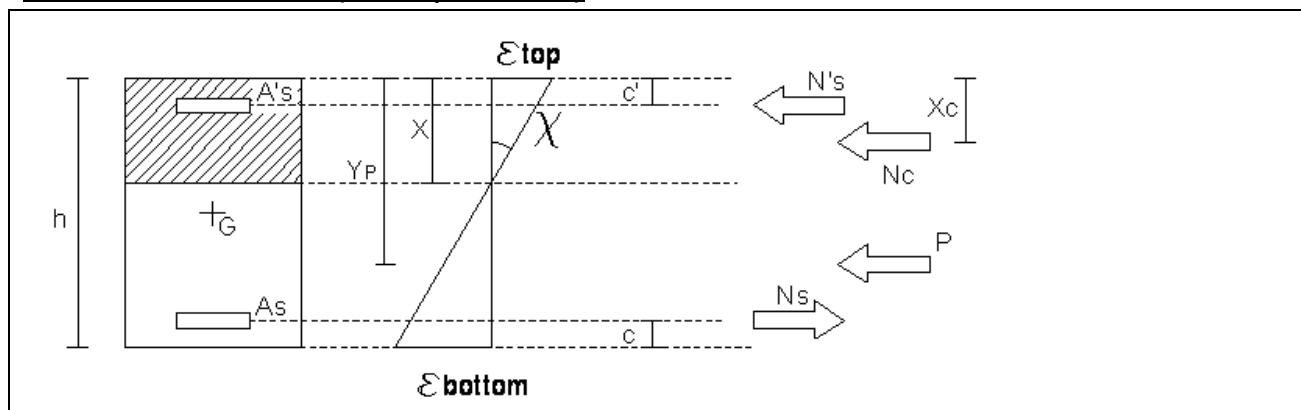
A tal proposito è necessario poter esprimere a priori i termini che concorrono alla determinazione di N_{Rd} e M_{Rd} della sezione.

Nelle valutazioni analitiche che seguono, per comodità, si assume la seguente convenzione di segni:

- le tensioni e deformazioni unitarie di COMPRESSIONE sono POSITIVE;
- le tensioni e deformazioni unitarie di TRAZIONE sono NEGATIVE;

7.5.1 Risultante delle tensioni nell'acciaio al lembo inferiore e superiore:

E' opportuno separare i casi di piccola e grande eccentricità dell'azione assiale, perché si ottengono espressioni leggermente differenti.

7.5.1.1 Grande eccentricità (sezione parzializzata)

Le deformazioni unitarie dell'acciaio al lembo superiore ed inferiore, possono essere espresse nel modo seguente:

$$\varepsilon_{A_s} = \frac{\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}}{h} \cdot (x - h + c) = (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x + c - h}{h} \right) = (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x + c}{h} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_{A'_s} = \frac{\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}}{h} \cdot (x - c') = (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x - c'}{h} \right)$$

Poiché $\varepsilon_{top} \geq 0$ e $\varepsilon_{bottom} \leq 0$, allora è immediato constatare che:

$$\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom} \geq 0$$

pertanto

$$\varepsilon_{A'_s} \geq 0 \Leftrightarrow (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x - c'}{h} \right) \geq 0 \Leftrightarrow x - c' \geq 0 \Leftrightarrow x \geq c'$$

$$\varepsilon_{A_s} \leq 0 \Leftrightarrow (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x + c}{h} - 1 \right) \leq 0 \Leftrightarrow \frac{x + c}{h} - 1 \leq 0 \Leftrightarrow \frac{x + c}{h} \leq 1 \Leftrightarrow x + c \leq h$$

Note le espressioni generali delle deformazioni unitarie dell'acciaio al lembo superiore ed inferiore della sezione, per calcolare le tensioni corrispondenti, è possibile adottare la legge di Hooke fino a che non si raggiunge il valore della tensione di snervamento del materiale acciaio, ovvero:

$$\left| \varepsilon_{A'_s} \right| \cdot E_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \Leftrightarrow -\frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \leq \varepsilon_{A'_s} \cdot E_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}}$$

$$\left| \varepsilon_{A_s} \right| \cdot E_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \Leftrightarrow -\frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \leq \varepsilon_{A_s} \cdot E_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}}$$

Per calcolare quindi i risultanti è sufficiente moltiplicare le tensioni per il valore dell'area resistente, pertanto, quando vale la legge di Hooke:

$$N'_s = \varepsilon_{A'_s} \cdot E_s \cdot A'_s$$

$$N_s = \varepsilon_{A_s} \cdot E_s \cdot A_s$$

quindi in definitiva:

$$N'_s = \begin{cases} \varepsilon_{A'_s} \cdot E_s \cdot A'_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A'_s \text{ se } \varepsilon_{A'_s} \geq 0 \Rightarrow N'_s \geq 0 \\ \varepsilon_{A'_s} \cdot E_s \cdot A'_s \geq -\frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A'_s \text{ se } \varepsilon_{A'_s} \leq 0 \Rightarrow N'_s \leq 0 \end{cases}$$

$$N_s = \begin{cases} \varepsilon_{A_s} \cdot E_s \cdot A_s \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A_s \text{ se } \varepsilon_{A_s} \geq 0 \Rightarrow N_s \geq 0 \\ \varepsilon_{A_s} \cdot E_s \cdot A_s \geq -\frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A_s \text{ se } \varepsilon_{A_s} \leq 0 \Rightarrow N_s \leq 0 \end{cases}$$

La posizione dei risultanti N_s e N'_s , coincide con il baricentro delle armature, rispettivamente al lembo inferiore e superiore.

ATTENZIONE: Nelle relazioni indicate tanto ε_{top} quanto ε_{bottom} sono da considerarsi positive se di compressione!

I valori di x , h , c e c' sono invece sempre positivi.

[illegible]
$$\begin{aligned}\mathcal{E}_{A_S} &= \frac{\mathcal{E}_{top} - \mathcal{E}_{bottom}}{h} \cdot (x - h + c) = (\mathcal{E}_{top} - \mathcal{E}_{bottom}) \cdot \left(\frac{x + c - h}{h} \right) = (\mathcal{E}_{top} - \mathcal{E}_{bottom}) \cdot \left(\frac{x + c}{h} - 1 \right) \\ \mathcal{E}_{A'_S} &= \frac{\mathcal{E}_{top} - \mathcal{E}_{bottom}}{h} \cdot (x - c') = (\mathcal{E}_{top} - \mathcal{E}_{bottom}) \cdot \left(\frac{x - c'}{h} \right)\end{aligned}$$
$$\mathcal{E}_{top} - \mathcal{E}_{bottom} \geq 0$$
$$\varepsilon_{A'_S} \geq 0 \Leftrightarrow (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x - c'}{h} \right) \geq 0 \Leftrightarrow x - c' \geq 0 \Leftrightarrow x \geq c'$$

$$\varepsilon_{A_S} \geq 0 \Leftrightarrow (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x+c}{h} - 1 \right) \geq 0 \Leftrightarrow \frac{x+c}{h} - 1 \geq 0 \Leftrightarrow \frac{x+c}{h} \geq 1 \Leftrightarrow x+c \geq h$$

$$N'_S = \varepsilon_{A'_S} \cdot E_S \cdot A'_S$$

$$N_S = \varepsilon_{A_S} \cdot E_S \cdot A_S$$

$$0 \leq \varepsilon_{A'_S} \cdot E_S \cdot A'_S \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A'_S$$

$$0 \leq \varepsilon_{A_S} \cdot E_S \cdot A_S \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A_S$$

Relazione di calcolo

$$N'_S = \varepsilon_{A'_S} \cdot E_S \cdot A'_S \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A'_S$$

$$N_S = \varepsilon_{A_S} \cdot E_S \cdot A_S \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A_S$$

La posizione dei risultanti N_S e N'_S , coincide con il baricentro delle armature, rispettivamente al lembo inferiore e superiore.

ATTENZIONE: Nelle relazioni indicate tanto ε_{top} quanto ε_{bottom} sono da considerarsi positive se di compressione!

I valori di x , h , c e c' sono invece sempre positivi.

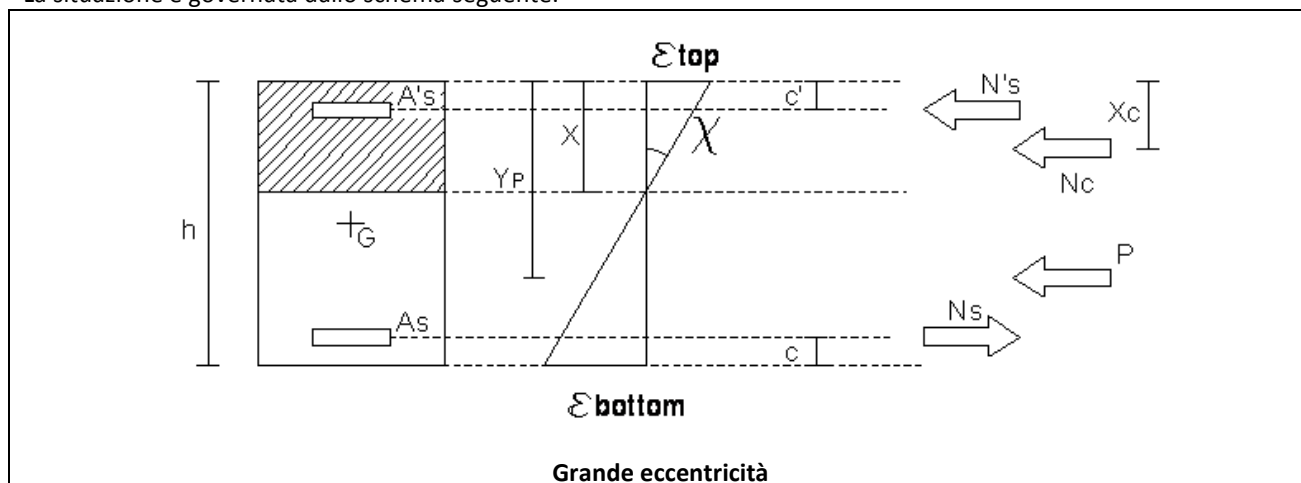
7.5.2 Risultante delle tensioni nel CLS compresso:

Esprimere il valore di N_C , nonché la sua posizione x_C , rispetto al lembo superiore, è più complicato, dal momento che, nella porzione di sezione resistente in cui il CLS è compresso, l'andamento delle tensioni non è lineare.

E' possibile comunque definire a priori il valore di N_C nonché la posizione della sua retta di applicazione rispetto al lembo superiore (maggiormente compresso), in modo differente in relazione al fatto che si abbia piccola o grande eccentricità di applicazione dell'azione assiale.

7.5.2.1 Grande eccentricità (sezione parzializzata)

La situazione è governata dallo schema seguente:



pertanto

$$N_C = f_{cd} \cdot b \cdot X \cdot \beta_1$$

$$x_C = \beta_2 \cdot X$$

in cui:

- X è la profondità dell'asse neutro della sezione, misurata dal lembo maggiormente compresso;
- b è la larghezza (costante) della sezione rettangolare.

I coefficienti β_1 e β_2 possono essere espressi in maniera differente, in relazione al valore massimo che può assumere ε_{top} al lembo superiore (maggiormente compresso):

Primo caso - $0 \leq \varepsilon_{top} \leq \varepsilon_{c2}$:

$$\beta_1 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+1) \cdot \varepsilon_{top}} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{top}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} \right]$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{1}{\beta_1} \cdot \left\{ \frac{1}{2} + \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{top} \cdot (n+1)} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{top}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{\varepsilon_{top}^2 \cdot (n+2) \cdot (n+1)} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{top}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+2} \right] \right\}$$

Quando $\varepsilon_{cMAX} = \varepsilon_{c2}$, le relazioni precedenti permettono di calcolare il risultante e la sua posizione rispetto al lembo compresso della sezione, per la zona di CLS compresso in cui le tensioni hanno solamente andamento parabolico. In tal caso si ha che:

$$\beta_1 = \frac{n}{n+1}$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{1}{\beta_1} \cdot \left\{ \frac{1}{2} - \frac{1}{(n+2) \cdot (n+1)} \right\}$$

Per calcestruzzi con $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, si ha che $n = 2$ pertanto:

$$\beta_1 = 0.67$$

$$\beta_2 = 0.375$$

Secondo caso - $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_{top} \leq \varepsilon_{cu2}$:

$$\beta_1 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+1) \cdot \varepsilon_{top}}$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{1}{\beta_1} \cdot \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{\varepsilon_{top}^2 \cdot (n+2) \cdot (n+1)} \right\}$$

Quando $\varepsilon_{cMAX} = \varepsilon_{cu2}$, le relazioni precedenti permettono di calcolare il risultante e la sua posizione rispetto al lembo compresso della sezione, ai fini del calcolo del momento resistente, quando di ipotizza la rottura per CLS compresso a SLU. In tal caso si ha che:

$$\beta_1 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+1) \cdot \varepsilon_{cu2}}$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{1}{\beta_1} \cdot \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{\varepsilon_{cu2}^2 \cdot (n+2) \cdot (n+1)} \right\}$$

Per calcestruzzi con $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, si ha che $n = 2$ pertanto:

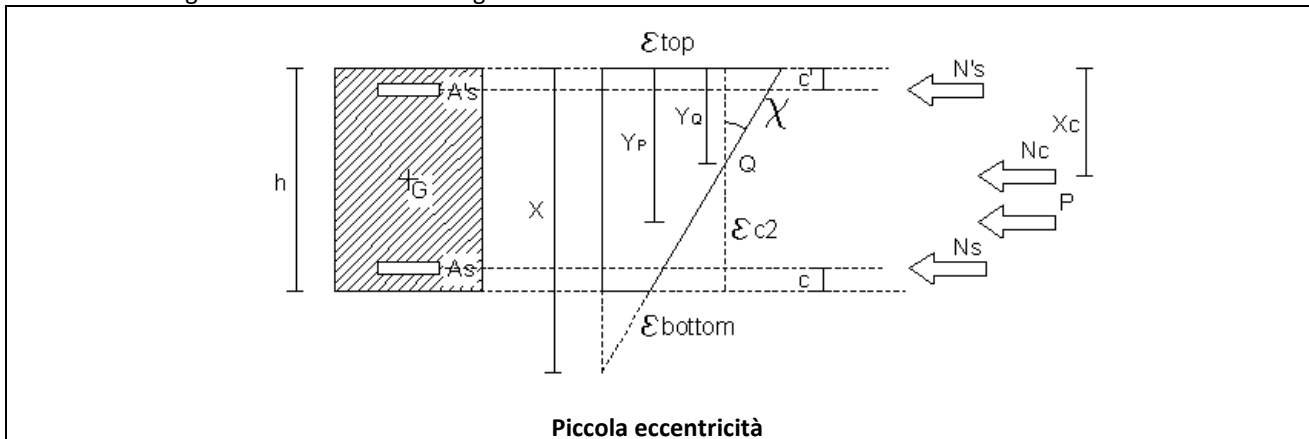
$$\beta_1 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+1) \cdot \varepsilon_{cu2}} = 0.80952$$

$$\beta_2 = 0.41597$$

Relazione di calcolo

7.5.2.2 Piccola eccentricità (sezione interamente reagente)

La situazione è governata dallo schema seguente:



pertanto

$$N_C = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \beta_3$$

$$x_C = \beta_4 \cdot h$$

in cui:

- h è l'altezza della sezione;
- b è la larghezza (costante) della sezione rettangolare.

Nel caso di piccola eccentricità, le sezioni utili ai fini del calcolo delle proprietà resistenti, passano tutte dal punto Q, in cui si ha $\varepsilon \equiv \varepsilon_{c2}$, distante $\alpha \cdot h$ dal lembo della sezione maggiormente compresso, dove:

$$\frac{\varepsilon_{cu2}}{h} = \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}}{\alpha \cdot h} \Leftrightarrow \alpha = \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}}$$

le deformazioni ε_{TOP} (al lembo maggiormente compresso) ed ε_{BOTTOM} (al lembo meno compresso), si calcolano con la relazione seguente:

$$\frac{\varepsilon_{TOP}}{X} = \frac{\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM}}{h} = \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{X - h} = \frac{\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{c2}}{\alpha \cdot h} \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon_{TOP} = \frac{\varepsilon_{c2} \cdot \frac{X}{h}}{\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} + \frac{X}{h} - 1} \\ \varepsilon_{BOTTOM} = \left(1 - \frac{h}{X}\right) \cdot \varepsilon_{TOP} \end{cases}$$

in cui X è la profondità dell'asse neutro della sezione, misurata dal lembo maggiormente compresso, e dove ovviamente (in caso di piccola eccentricità) sarà $X \geq h$.

Nel caso di piccola eccentricità, certamente risulterà $0 \leq \varepsilon_{BOTTOM} \leq \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_{TOP} \leq \varepsilon_{cu2}$, pertanto è possibile dare ai coefficienti β_3 e β_4 un'espressione univoca:

$$\beta_3 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{(\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM}) \cdot (n+1)} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{\varepsilon_{c2}}\right)^{n+1}$$

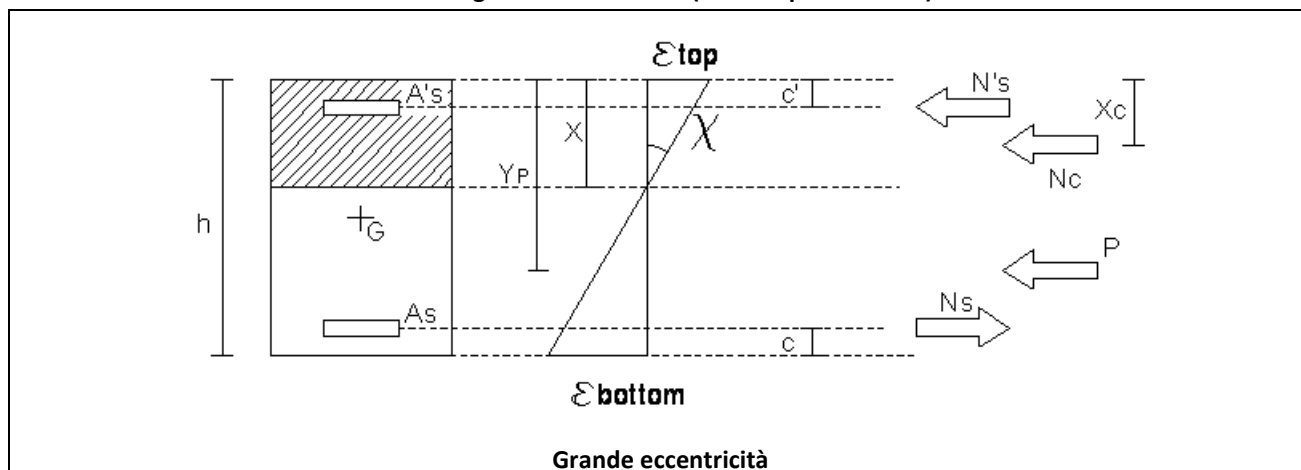
Relazione di calcolo

$$\beta_4 = 1 + \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM}} - \frac{\varepsilon_{TOP}^2 - \varepsilon_{BOTTOM}^2}{2 \cdot (\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM})^2 \cdot \beta_3} +$$

$$+ \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+1) \cdot (\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM})^2 \cdot \beta_3} \left[\varepsilon_{BOTTOM} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} + \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+2)} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+2} \right]$$

Anche le quantità β_3 e β_4 possono essere precalcolate in funzione del rapporto $\frac{X}{h}$:

$\frac{X}{h}$	β_3	β_4
1	0,80952	0,41597
1.2	0,89549	0,45832
1.4	0,93409	0,47480
1.6	0,95468	0,48304
1.8	0,96693	0,48779
2.0	0,97481	0,49077
2.2	0,98018	0,49278
2.4	0,98400	0,49419
2.6	0,98681	0,49523
2.8	0,98894	0,49601
3.0	0,99059	0,49661
3.5	0,99341	0,49763
4.0	0,99512	0,49825
4.5	0,99625	0,49865
5.0	0,99702	0,49893
5.5	0,99758	0,49913
6.0	0,99800	0,49928
6.5	0,99831	0,49940
7.0	0,99856	0,49948
7.5	0,99876	0,49956
8.0	0,99892	0,49961
8.5	0,99905	0,49966
9.0	0,99915	0,49970
9.5	0,99924	0,49973
10.0	0,99932	0,49976

7.5.3 Calcolo di N_{rd} e M_{rd} nel caso di grande eccentricità (sezione parzializzata)

Si ha in generale che valgono le seguenti relazioni:

$$N_{Rd} = N_C + N'_S + N_S$$

$$M_{Rd} = N_C \cdot \left(\frac{h}{2} - x_c \right) + N'_S \cdot \left(\frac{h}{2} - c' \right) + N_S \cdot \left(-\frac{h}{2} + c \right)$$

in cui:

- N_C , N'_S , P e N_S sono i risultanti rispettivamente delle tensioni del CLS compresso (N_C), dell'acciaio al lembo superiore (N'_S), dell'azione di precompressione (P) e dell'acciaio al lembo inferiore (N_S);
- $N_C \geq 0$ perché sempre compresso;
- $P \geq 0$ perché sempre di compressione;
- $N'_S \geq 0$ se di compressione;
- $N_S \leq 0$ se di trazione;
- $N_{Rd} \geq 0$ se di compressione, e negativo in caso di trazione;
- $M_{Rd} \geq 0$ se $\varepsilon_{bottom} < \varepsilon_{top}$, e negativo in caso contrario;
- M_{Rd} è calcolato convenzionalmente rispetto all'asse baricentrico della sezione;

Il risultante P dell'azione di precompressione è una quantità nota perché applicata opportunamente; $P \geq 0$ perché sempre di compressione.

ATTENZIONE: Poiché la postcompressione è applicata esternamente, l'azione P non rientra nel calcolo di N_{Rd} e M_{Rd} , per il fatto che, agisce come un'azione esterna i cui effetti si sovrappongono a quelli dei carichi statici.

Per l'acciaio al lembo superiore ed inferiore, si ha invece:

$$N'_S = \begin{cases} \varepsilon_{A'_S} \cdot E_S \cdot A'_S \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A'_S \text{ se } \varepsilon_{A'_S} \geq 0 \Rightarrow N'_S \geq 0 \\ \varepsilon_{A'_S} \cdot E_S \cdot A'_S \geq -\frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A'_S \text{ se } \varepsilon_{A'_S} \leq 0 \Rightarrow N'_S \leq 0 \end{cases}$$

$$N_S = \begin{cases} \varepsilon_{A_S} \cdot E_S \cdot A_S \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A_S \text{ se } \varepsilon_{A_S} \geq 0 \Rightarrow N_S \geq 0 \\ \varepsilon_{A_S} \cdot E_S \cdot A_S \geq -\frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A_S \text{ se } \varepsilon_{A_S} \leq 0 \Rightarrow N_S \leq 0 \end{cases}$$

dove deformazioni unitarie dell'acciaio al lembo superiore ed inferiore, valgono

$$\varepsilon_{A_S} = (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x + c}{h} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_{A'_S} = (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x - c'}{h} \right)$$

Ovviamente la retta di applicazione di tali risultanti, passa per il baricentro delle armature, rispettivamente, al lembo inferiore e superiore.

ATTENZIONE: Nelle relazioni indicate tanto ε_{top} quanto ε_{bottom} sono da considerarsi positive se di compressione!

I valori di x , h , c e c' sono invece sempre positivi.

Per il CLS compresso vale quindi:

$$N_C = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \beta_1$$

$$x_C = \beta_2 \cdot x$$

In cui:

Primo caso - $0 \leq \varepsilon_{top} \leq \varepsilon_{c2}$:

$$\beta_1 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+1) \cdot \varepsilon_{top}} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{top}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} \right]$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{1}{\beta_1} \cdot \left\{ \frac{1}{2} + \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{top} \cdot (n+1)} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{top}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+1} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{\varepsilon_{top}^2 \cdot (n+2) \cdot (n+1)} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{top}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n+2} \right] \right\}$$

Secondo caso - $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_{top} \leq \varepsilon_{cu2}$:

$$\beta_1 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+1) \cdot \varepsilon_{top}}$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{1}{\beta_1} \cdot \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{\varepsilon_{top}^2 \cdot (n+2) \cdot (n+1)} \right\}$$

Si osservi quindi che:

- le elongazioni di N_C , N'_S , P e N_S indicate;
- unitamente all'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, per cui

$$\frac{\varepsilon_{top}}{x} = \frac{\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}}{h} \Rightarrow x = \frac{\varepsilon_{top}}{\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}} \cdot h$$

ATTENZIONE: Nelle relazioni indicate tanto ε_{top} quanto ε_{bottom} sono da considerarsi positive se di compressione!

I valori di x , h , c e c' sono invece sempre positivi.

costituiscono una serie di espressioni che permettono di scrivere le proprietà resistenti N_{Rd} e M_{Rd} della sezione solo in funzione ε_{top} e ε_{bottom} .

Ai fini del calcolo di N_{Rd} e M_{Rd} , però, i valori di ε_{top} e ε_{bottom} non possono assumere valori qualunque, ma devono essere assunti in modo opportuno, per simulare:

- o il collasso della sezione lato CLS;
- o il collasso della sezione lato acciaio teso;

Quando si vuole valutare le proprietà resistenti della sezione in CLS con **collasso atteso lato CLS**, allora:

- $\varepsilon_{top} = \varepsilon_{cu2}$;
- il valore di x ha un limite inferiore che si ricava con la relazione seguente:

in cui:

- N_C , N'_S , P e N_S sono i risultanti rispettivamente delle tensioni del CLS compresso (N_C), dell'acciaio al lembo superiore (N'_S), dell'azione di precompressione (P) e dell'acciaio al lembo inferiore (N_S);
- $N_C \geq 0$ perché sempre compresso;
- $P \geq 0$ perché sempre di compressione;
- $N'_S \geq 0$ perché sempre compresso;
- $N_S \geq 0$ perché sempre compresso;
- $N_{Rd} \geq 0$ se di compressione, e negativo in caso di trazione;
- $M_{Rd} \geq 0$ se $\varepsilon_{bottom} < \varepsilon_{top}$, e negativo in caso contrario;
- M_{Rd} è calcolato convenzionalmente rispetto all'asse baricentrico della sezione;

Il risultante P dell'azione di precompressione è una quantità nota perché applicata opportunamente.

ATTENZIONE: Poiché la postcompressione è applicata esternamente, l'azione P non rientra nel calcolo di N_{Rd} e M_{Rd} , per il fatto che, agisce come un'azione esterna i cui effetti si sovrappongono a quelli dei carichi statici.

Per l'acciaio al lembo superiore ed inferiore, si ha invece:

$$N'_S = \varepsilon_{A'_S} \cdot E_S \cdot A'_S \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A'_S$$

$$N_S = \varepsilon_{A_S} \cdot E_S \cdot A_S \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{STEEL}} \cdot A_S$$

dove deformazioni unitarie dell'acciaio al lembo superiore ed inferiore, valgono

$$\varepsilon_{A_S} = (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x+c}{h} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_{A'_S} = (\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}) \cdot \left(\frac{x-c'}{h} \right)$$

ed ovviamente la retta di applicazione di tali risultanti, passa per il baricentro delle armature, rispettivamente, al lembo inferiore e superiore.

ATTENZIONE: Nelle relazioni indicate tanto ε_{top} quanto ε_{bottom} sono da considerarsi positive se di compressione!

I valori di x , h , c e c' sono invece sempre positivi.

Per il CLS compresso vale quindi:

$$N_C = f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \beta_3$$

$$x_C = \beta_4 \cdot h$$

Nel caso di piccola eccentricità, certamente risulterà $0 \leq \varepsilon_{BOTTOM} \leq \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_{TOP} \leq \varepsilon_{cu2}$, pertanto è possibile dare ai coefficienti β_3 e β_4 un'espressione univoca:

Relazione di calcolo

$$\beta_3 = 1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{(\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM}) \cdot (n+1)} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{\varepsilon_{c2}}\right)^{n+1}$$

$$\beta_4 = 1 + \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM}} - \frac{\varepsilon_{TOP}^2 - \varepsilon_{BOTTOM}^2}{2 \cdot (\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM})^2 \cdot \beta_3} +$$

$$+ \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+1) \cdot (\varepsilon_{TOP} - \varepsilon_{BOTTOM})^2 \cdot \beta_3} \cdot \left[\varepsilon_{BOTTOM} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{\varepsilon_{c2}}\right)^{n+1} + \frac{\varepsilon_{c2}}{(n+2)} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{BOTTOM}}{\varepsilon_{c2}}\right)^{n+2} \right]$$

dove le deformazioni ε_{BOTTOM} e ε_{TOP} , entrambe positive, hanno un'espressione univoca:

$$\begin{cases} \varepsilon_{TOP} = \frac{\varepsilon_{c2} \cdot \frac{x}{h}}{\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2}} + \frac{x}{h} - 1} \\ \varepsilon_{BOTTOM} = \left(1 - \frac{h}{x}\right) \cdot \varepsilon_{TOP} \end{cases}$$

Le suddette elongazioni, unitamente all'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, che permette di scrivere

$$\frac{\varepsilon_{top}}{x} = \frac{\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}}{h} \Rightarrow x = \frac{\varepsilon_{top}}{\varepsilon_{top} - \varepsilon_{bottom}} \cdot h$$

ATTENZIONE: Nelle relazioni indicate tanto ε_{top} quanto ε_{bottom} sono da considerarsi positive se di compressione!

I valori di x , h , c e c' sono invece sempre positivi.

costituiscono quindi un insieme di relazioni che consentono di esprimere N_{Rd} e M_{Rd} , in funzione unicamente del rapporto $\frac{x}{h}$.

Con l'utilizzo di un foglio elettronico è quindi banale calcolare N_{Rd} e M_{Rd} .

7.5.5 Risultati numerici verifica di compatibilità precompressione

In questo paragrafo vengono presentati, sotto forma di tabelle, i risultati delle verifiche di compatibilità della precompressione.

I calcoli sono stati eseguiti con le formulazioni indicate nel paragrafo precedente.

Nelle tabelle che seguono sono riportati, gli elementi essenziali dei risultati dei calcoli; ad ogni tratto di trave è dedicata una colonna in cui vengono elencati i seguenti elementi:

Nome della travatura	
Estremi che definiscono il tratto di trave in esame	
Armatura corrente superiore	
Armatura integrativa momento negativo est. SX	Armatura integrativa momento negativo est. DX
Armatura integrativa momento positivo	
Armatura corrente inferiore	
Momento resistente negativo appoggio SX	Momento resistente negativo appoggio DX

Relazione di calcolo

Momento resistente positivo appoggio SX	Momento resistente positivo appoggio DX
Momento resistente negativo appoggio SX + P	Momento resistente negativo appoggio DX + P
Momento resistente positivo appoggio SX + P	Momento resistente positivo appoggio DX + P
Momento resistente positivo in campata	
Momento resistente positivo in campata + P	

Travi interne impalcato copertura

Trave 7-11-19-23-28-32-37-41-49															
49-41		41-37		37-32		32-28		28-23		23-19		19-11		11-7	
3Φ12															
-	7Φ16	8Φ16	3Φ16	4Φ16	2Φ16	2Φ16	3Φ16	3Φ16	8Φ16	6Φ16	2Φ16	4Φ16	3Φ16	2Φ16	-
4Φ16		3Φ16		2Φ16		2Φ16		3Φ16		5Φ16		2Φ16		3Φ16	
3Φ16															
-22.1	-108	-118	-60.5	-73	-47.8	-47.8	-60.5	-60.5	-118	-96.9	-47.8	-73	-60.5	-47.8	-22.1
39	39	39	39	39	39.1	39.1	39	39	39	39	39.1	39	39	39.1	39
-59.3	-120	-128	-83.9	-93.6	-73.8	-73.8	-83.9	-83.9	-128	-112	-73.8	-93.6	-83.9	-73.8	-59.3
58.4	98.2	108.7	80.8	93.2	80.3	80.3	80.8	80.8	108.7	87.7	80.3	93.2	80.8	80.3	58.4
87		75.8		63.8		63.8		75.8		97.6		63.8		75.8	
101.5		93.2		84.6		84.6		93.2		109.4		84.6		93.2	

Trave 15-22-26-31-35-40-45											
45-40		40-35		35-31		31-26		26-22		22-15	
3Φ12											
-	2Φ16	3Φ16	4Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	4Φ16	2Φ16	2Φ16	-
3Φ16		2Φ16		4Φ16		4Φ16		2Φ16		2Φ16	
3Φ16											
-22.1	-47.8	-60.5	-73	-60.5	-60.5	-60.5	-60.5	-73	-47.8	-47.8	-22.1
39	39.1	39	39	39	39	39	39	39	39.1	39.1	39
-59.3	-73.8	-83.9	-93.6	-83.9	-83.9	-83.9	-83.9	-93.6	-73.8	-73.8	-59.3
58.4	80.3	80.8	93.2	80.8	80.8	80.8	80.8	93.2	80.3	80.3	58.4
75.8		63.8		87		87		63.8		63.8	
93.2		84.6		101.5		101.5		84.6		84.6	

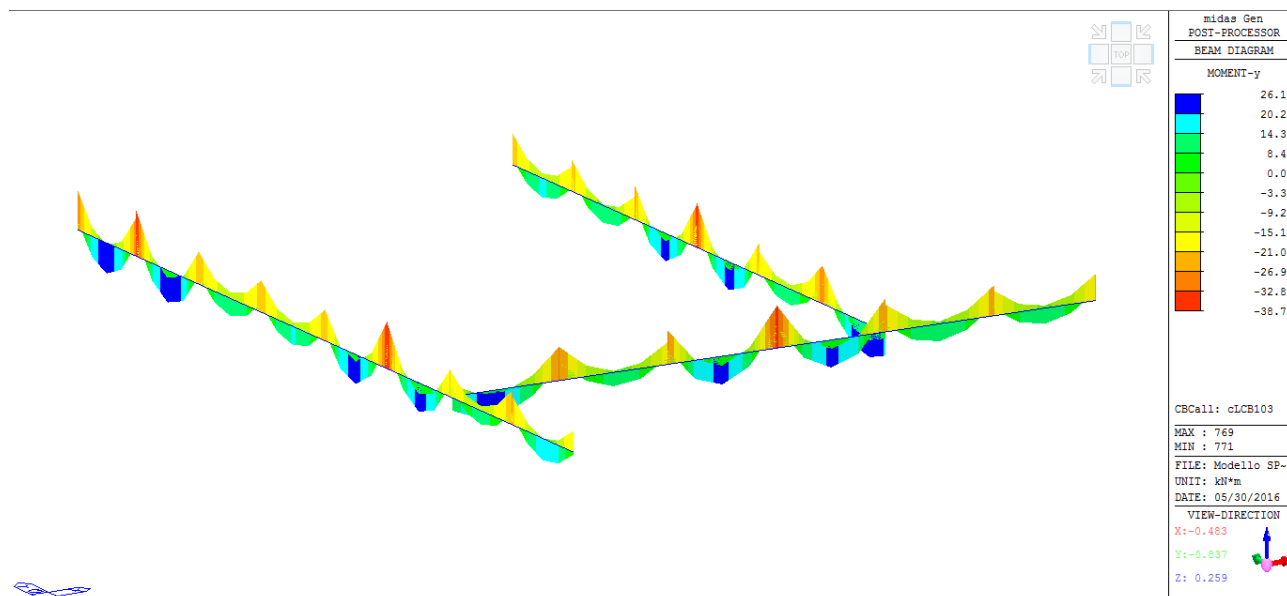
Trave 13-14-15-16-17-18-19											
13-14		14-15		15-16		16-17		17-18		18-19	
3Φ12											
-	2Φ16	3Φ16	4Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	4Φ16	2Φ16	2Φ16	-
3Φ16		2Φ16		4Φ16		4Φ16		2Φ16		2Φ16	
3Φ16											
-22.1	-47.8	-60.5	-73	-60.5	-60.5	-60.5	-60.5	-73	-47.8	-47.8	-22.1
39	39.1	39	39	39	39	39	39	39	39.1	39.1	39
-59.3	-73.8	-83.9	-93.6	-83.9	-83.9	-83.9	-83.9	-93.6	-73.8	-73.8	-59.3
58.4	80.3	80.8	93.2	80.8	80.8	80.8	80.8	93.2	80.3	80.3	58.4
75.8		63.8		87		87		63.8		63.8	
93.2		84.6		101.5		101.5		84.6		84.6	

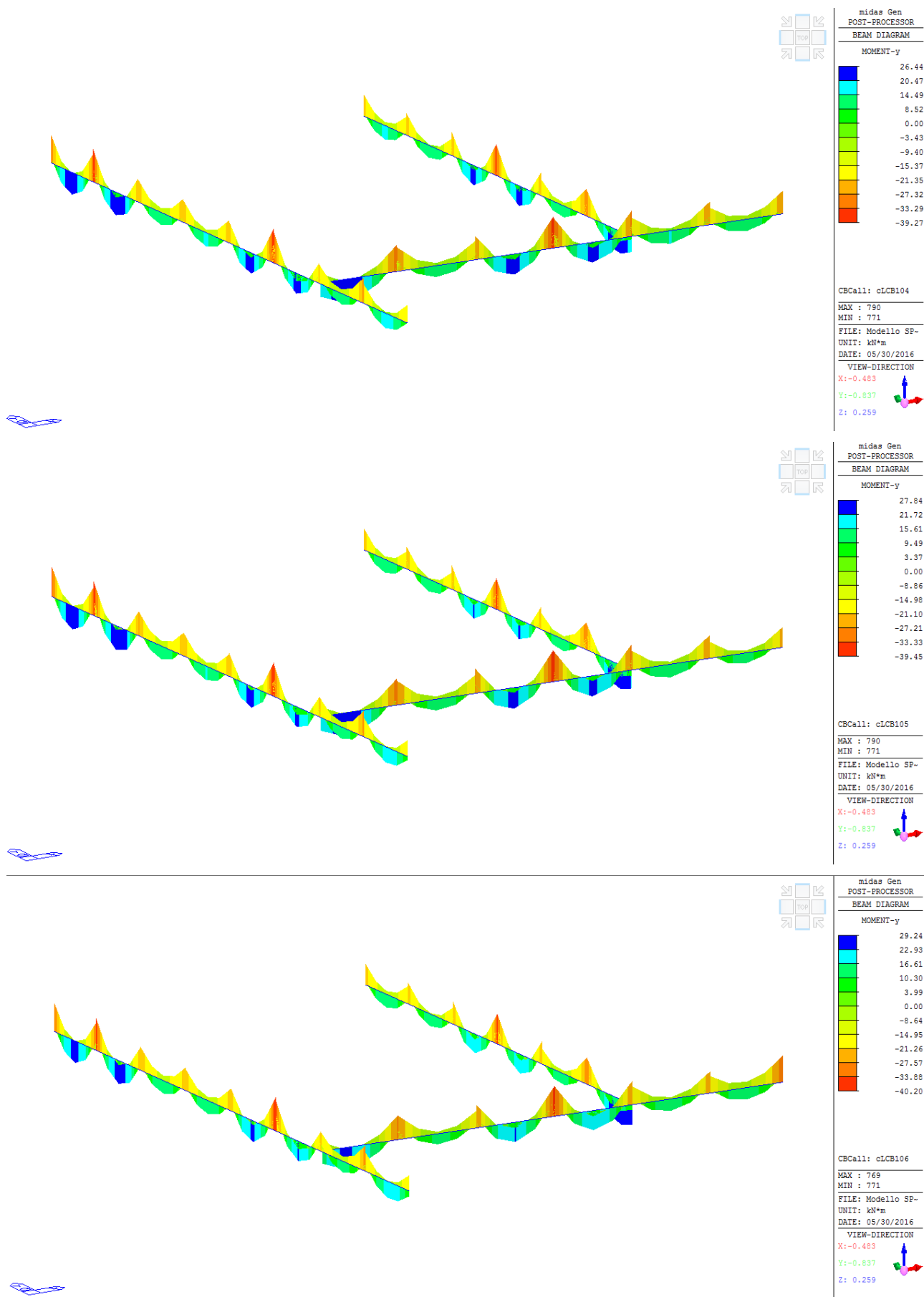
Trave 17-27-36-47					
17-27		27-36		36-47	
2Φ12					
-	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	-
3Φ16		3Φ16		3Φ16	
2Φ12					
-42	-150.1	-150.1	-150.1	-150.1	-42
42	42.1	42.1	42.1	42.1	42
-135	-207.3	-207.3	-207.3	-207.3	-135
135	154.4	154.4	154.4	154.4	135
152.6		152.6		152.6	
213.2		213.2		213.2	

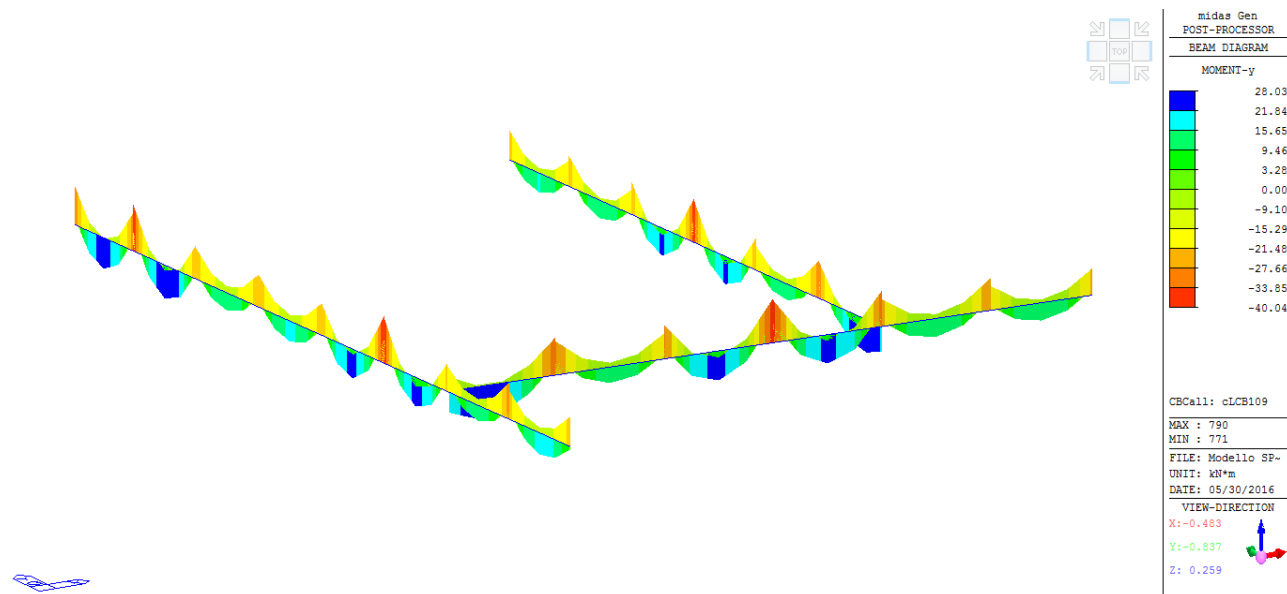
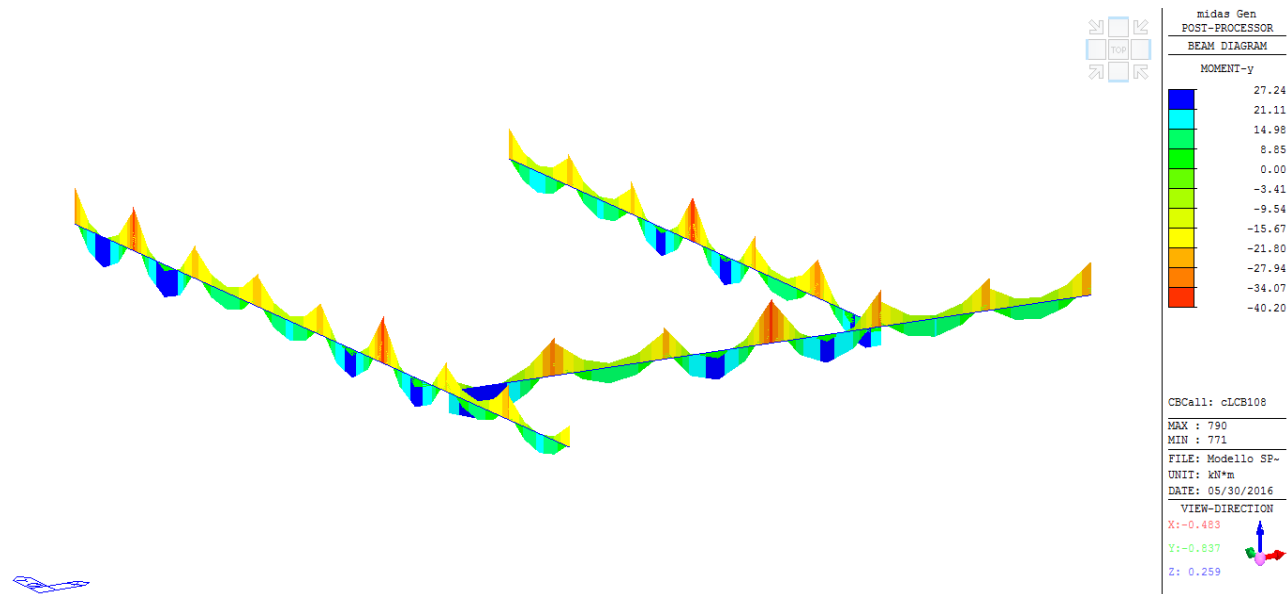
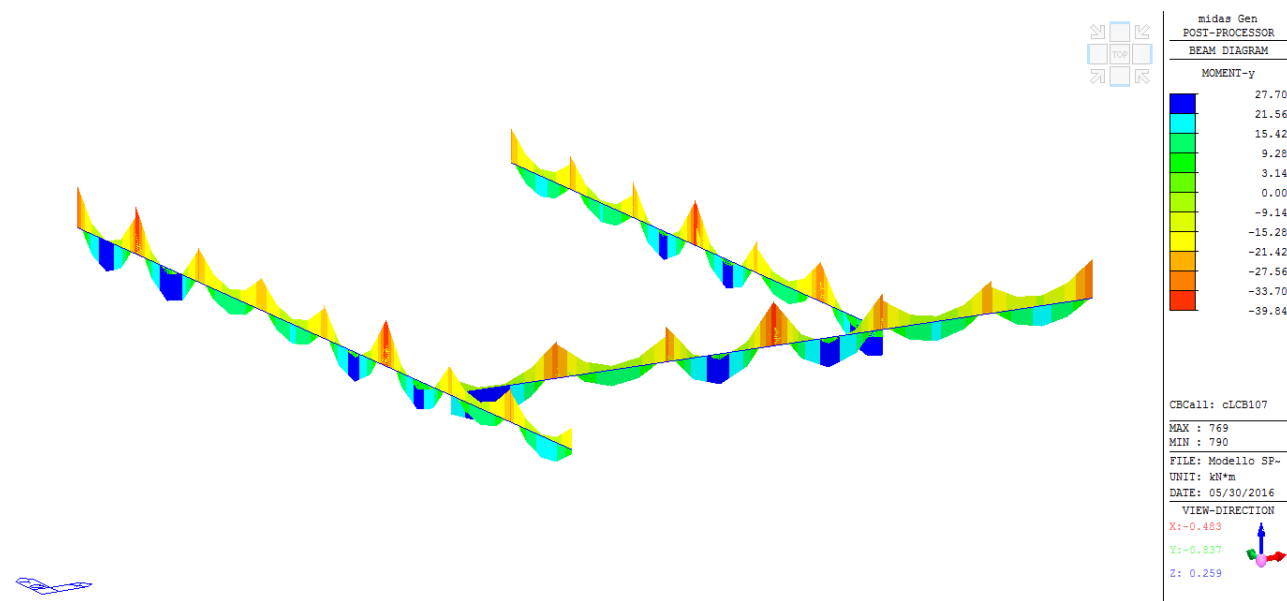
Trave 26-27-28			
26-27		27-28	
2Φ12			
1Φ16	3Φ16	3Φ16	1Φ16
3Φ16		3Φ16	
2Φ12			
-78.6	-150.1	-150.1	-78.6
42	42.1	42.1	42
-153.9	-207.3	-207.3	-153.9
139.4	154.4	154.4	139.4
152.6		152.6	
213.2		213.2	

Trave 35-36-37			
35-36		36-37	
2Φ12			
1Φ16	3Φ16	3Φ16	1Φ16
3Φ16		3Φ16	
2Φ12			
-78.6	-150.1	-150.1	-78.6
42	42.1	42.1	42
-153.9	-207.3	-207.3	-153.9
139.4	154.4	154.4	139.4
152.6		152.6	
213.2		213.2	

Nei grafici che seguono, per ciascuno degli accelerogrammi utilizzati per la verifica/progetto della soluzione progettuale, sono riportati gli involuipi dei diagrammi dei momenti flettenti calcolati per le travi in spessore di solaio dell'ultimo impalcato. E' possibile quindi constatare che l'intervento della post-compressione ha incrementato la resistenza rispetto alle sollecitazioni sismiche.







Relazione di calcolo

Travi interne impalcato 3° solaio

Trave 7-11-19-23-28-32-37-41-49															
49-41		41-37		37-32		32-28		28-23		23-19		19-11		11-7	
2Φ8						3Φ12						2Φ8			
-	2Φ12	2Φ14	2Φ12	2Φ12	2Φ16	2Φ12	3Φ16	2Φ16	8Φ16	6Φ16	2Φ12	4Φ16	2Φ14	2Φ12	-
2Φ14		2Φ12		2Φ12		2Φ16		3Φ16		5Φ16		2Φ16		3Φ16	
2Φ14						3Φ16						2Φ14			
-18.8	-60.5	-75.4	-60.5	-60.5	-92.5	-36.6	-60.5	-47.8	-118	-96.9	-36.6	-153	-70.5	-56.5	-18
56.7	57	57.1	57	57	57.1	39.1	39	39.1	39	39	39.1	53.5	53.4	53.3	53
-117	-151	-166	-151	-151	-169	-72.3	-83.9	-73.8	-128	-112	-72.3	-205	-145	-142	-98
143.2	139.3	153	139.3	139.3	154	70.5	80.8	80.3	108.7	87.7	70.5	167.6	131.4	132.3	124
111.5		97.2		97.2		63.8		75.8		97.6		119.4		150.8	
172		160.3		160.3		84.6		93.2		109.4		170.1		198.7	

Trave 15-22-26-31-35-40-45											
45-40		40-35		35-31		31-26		26-22		22-15	
3ϕ12											
-	2ϕ16	3ϕ16	4ϕ16	3ϕ16	3ϕ16	3ϕ16	3ϕ16	4ϕ16	2ϕ16	2ϕ16	-
3ϕ16		2ϕ16		4ϕ16		4ϕ16		2ϕ16		2ϕ16	
3ϕ16											
-22.1	-47.8	-60.5	-73	-60.5	-60.5	-60.5	-60.5	-73	-47.8	-47.8	-22.1
39	39.1	39	39	39	39	39	39	39	39.1	39.1	39
-59.3	-73.8	-83.9	-93.6	-83.9	-83.9	-83.9	-83.9	-93.6	-73.8	-73.8	-59.3
58.4	80.3	80.8	93.2	80.8	80.8	80.8	80.8	93.2	80.3	80.3	58.4
75.8		63.8		87		87		63.8		63.8	
93.2		84.6		101.5		101.5		84.6		84.6	

Trave 13-14-15-16-17-18-19											
13-14		14-15		15-16		16-17		17-18		18-19	
3Φ12											
-	2Φ16	3Φ16	4Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	4Φ16	2Φ16	2Φ16	-
3Φ16		2Φ16		4Φ16		4Φ16		2Φ16		2Φ16	
3Φ16											
-22.1	-47.8	-60.5	-73	-60.5	-60.5	-60.5	-60.5	-73	-47.8	-47.8	-22.1
39	39.1	39	39	39	39	39	39	39	39.1	39.1	39
-59.3	-73.8	-83.9	-93.6	-83.9	-83.9	-83.9	-83.9	-93.6	-73.8	-73.8	-59.3
58.4	80.3	80.8	93.2	80.8	80.8	80.8	80.8	93.2	80.3	80.3	58.4
75.8		63.8		87		87		63.8		63.8	
93.2		84.6		101.5		101.5		84.6		84.6	

Trave 17-27-36-47					
17-27		27-36		36-47	
2Φ12					
1Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	1Φ16
3Φ16		3Φ16		3Φ16	
2Φ12					
-78.6	-184.1	-184.1	-184.1	-184.1	-78.6
42	42.1	42.1	42.1	42.1	42
-153.9	-238.7	-238.7	-238.7	-238.7	-153.9
139.4	146.2	146.2	146.2	146.2	139.4
150.1		150.1		150.1	
207.3		207.3		207.3	

Trave 25-26-27-28					
25-26		26-27		27-28	
2Φ10		2Φ12			
1Φ12	3Φ16+1Φ12	3Φ12+1Φ16	4Φ16	4Φ16	1Φ16
4Φ12		3Φ16		3Φ16	
2Φ12					
		-139.2	-184.1	-184.1	-78.6
39.3	39.3	42.1	42.1	42.1	42

Relazione di calcolo

		-196.5	-238.7	-238.7	-153.9
121.9	138.1	143.6	146.2	146.2	139.4
114.9		150.1		150.1	
169		207.3		207.3	

Trave 34-35-36-37					
34-35		35-36		36-37	
2Φ10		2Φ12			
1Φ12	3Φ16+1Φ12	3Φ12+1Φ16	4Φ16	4Φ16	1Φ16
4Φ12		3Φ16		3Φ16	
2Φ12					
		-139.2	-184.1	-184.1	-78.6
39.3	39.3	42.1	42.1	42.1	42
		-196.5	-238.7	-238.7	-153.9
121.9	138.1	143.6	146.2	146.2	139.4
114.9		150.1		150.1	
169		207.3		207.3	

8. PREDIMENSIONAMENTO PERNO E FLANGE DI COLLEGAMENTO DISSIPATORI

Al fine di poter dimensionare i componenti metallici con i quali i dissipatori saranno collegati sia alla struttura esistente in C.A. della Scuola che ai setti di rinforzo, è necessario eseguire il predimensionamento:

- Dei perni alle estremità del dissipatore;
- delle flange che permetteranno l'accoppiamento tra dissipatore e supporti alle strutture;

Il tipo di unione che si realizza alle estremità del dissipatore, è un'unione a due piani di taglio, pertanto le condizioni di verifica da soddisfare sono le seguenti:

- flessione del perno;
- taglio del perno;
- azione combinata taglio-flessione del perno;
- rifollamento lamiera;

Si prendono in considerazione quindi le singole verifiche indicate:

Condizione di verifica a flessione del perno:

Il perno è verificato a flessione se è soddisfatta la seguente relazione:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \Leftrightarrow \frac{1.5 \cdot W_{el} \cdot f_{y,p}}{\gamma_{m,0}} \geq \frac{F_{Ed}}{8} \cdot (b + 4 \cdot c + 2 \cdot a)$$

In cui:

- a è lo spessore delle flange laterali;
- b è lo spessore della piastra interna;
- c è la distanza tra flange e piastra centrale;
- F_{Ed} rappresenta l'azione agente sulla piastra centrale (tale forza massima coinciderà con la forza che al massimo può venire trasmessa dal dissipatore);
- $f_{y,p}$ è la tensione di snervamento caratteristica del perno;
- $\gamma_{m,0} = 1.05$ è il coefficiente di sicurezza a flessione;
- W_{el} è il modulo di resistenza del perno.

Esprimendo lo spessore a delle flange laterali come aliquota dello spessore della piastra centrale, si ha:

Relazione di calcolo

$$a = \alpha \cdot b$$

si ha che la condizione di verifica a flessione del perno risulta:

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \Leftrightarrow \frac{1.5 \cdot W_{el} \cdot f_{y,p}}{\gamma_{m,0}} \geq \frac{F_{Ed}}{8} \cdot [4 \cdot c + b \cdot (1 + 2 \cdot \alpha)]$$

Poiché la verifica a flessione non è l'unica alla quale il perno deve soddisfare, è possibile quindi che tale condizione di verifica sia soddisfatta con un certo grado di sovrarresistenza $\gamma_{M_{Ed}} \geq 1$, ovvero:

$$M_{Rd} = \gamma_{M_{Ed}} \cdot M_{Ed} \Leftrightarrow \frac{1.5 \cdot W_{el} \cdot f_{y,p}}{\gamma_{m,0}} = \gamma_{M_{Ed}} \cdot \frac{F_{Ed}}{8} \cdot [4 \cdot c + b \cdot (1 + 2 \cdot \alpha)]$$

Quindi eseguendo i calcoli si ricava che:

$$b = \frac{1.5 \cdot 8 \cdot W_{el} \cdot f_{y,p} - 4 \cdot c \cdot F_{Ed} \cdot \gamma_{M_{Ed}} \cdot \gamma_{m,0}}{F_{Ed} \cdot \gamma_{M_{Ed}} \cdot \gamma_{m,0} \cdot (1 + 2 \cdot \alpha)}$$

Poiché il modulo di resistenza del perno a sezione circolare vale $W_{el} = \frac{\pi \cdot d^3}{32}$, si ricava infine la seguente relazione:

$$b = \frac{1.5 \cdot \pi \cdot d^3 \cdot f_{y,p} - 16 \cdot c \cdot F_{Ed} \cdot \gamma_{M_{Ed}} \cdot \gamma_{m,0}}{4 \cdot F_{Ed} \cdot \gamma_{M_{Ed}} \cdot \gamma_{m,0} \cdot (1 + 2 \cdot \alpha)}$$

che consente di ricavare lo spessore della piastra interna noti i parametri indicati, in modo particolare:

- il diametro d del perno ;
- il coefficiente α che consente di esprimere lo spessore delle flange esterne, noto lo spessore b ;
- la distanza c tra le piastre nell'unione a due piani di taglio a cui dà vita il perno.

Verifica a taglio del perno:

Il perno è verificato a taglio se, per ogni piano di taglio, è soddisfatta la seguente relazione:

$$F_{V,Rd} \geq F_{V,Ed} \Leftrightarrow \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{u,p}}{\gamma_{m,2}} \geq F_{V,Ed}$$

Poiché nell'unione in esame i piani di taglio sono due, allora

$$F_{V,Ed} = \frac{F_{Ed}}{2}$$

Pertanto la condizione di verifica per ogni piano di taglio si modifica come segue:

$$F_{V,Rd} \geq F_{V,Ed} \Leftrightarrow \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{u,p}}{\gamma_{m,2}} \geq \frac{F_{Ed}}{2}$$

In cui:

- A è l'area a taglio del perno;
- F_{Ed} rappresenta l'azione agente sulla piastra centrale (tale forza massima coinciderà con la forza che al massimo può venire trasmessa dal dissipatore);
- $f_{u,p}$ è la tensione ultima di rottura del perno;

- $\gamma_{m,2} = 1.25$ è il coefficiente di sicurezza a taglio;

Poiché la verifica a taglio non è l'unica alla quale il perno deve soddisfare, è possibile quindi che tale condizione di verifica sia soddisfatta con un certo grado di sovrarresistenza $\gamma_{V_{Ed}} \geq 1$, ovvero:

$$F_{V,Rd} = \gamma_{V_{Ed}} \cdot F_{V,Ed} \Leftrightarrow \frac{0.6 \cdot A \cdot f_{u,p}}{\gamma_{m,2}} = \gamma_{V_{Ed}} \cdot \frac{F_{Ed}}{2}$$

Poiché il perno ha sezione circolare, $A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$, quindi si ricava che:

$$d = \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_{m,2} \cdot \gamma_{V_{Ed}} \cdot F_{Ed}}{\pi \cdot 0.6 \cdot f_{u,p}}}$$

relazione che permette di ricavare il diametro del perno nota, in particolare, la resistenza ultima del materiale costituente il perno.

Verifica combinata taglio-flessione del perno:

E' soddisfatta quando vale:

$$\left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Ovvero dovrà risultare soddisfatta la seguente condizione:

$$\left\{ \frac{4 \cdot \gamma_{m,0} \cdot \gamma_{M_{Ed}} \cdot F_{Ed} \cdot [4 \cdot c + b \cdot (1 + 2 \cdot \alpha)]}{1.5 \cdot \pi \cdot d^3 \cdot f_{y,p}} \right\}^2 + \left(\frac{2 \cdot \gamma_{m,2} \cdot \gamma_{V_{Ed}} \cdot F_{Ed}}{0.6 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot f_{u,p}} \right)^2 \leq 1$$

Verifica a rifollamento lamiera:

La resistenza a rifollamento delle lamiere per il collegamento con perni, si esprime con la relazione:

$$F_{b,Rd} \geq F_{b,Ed} \Leftrightarrow \frac{1.5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{m,0}} \geq F_{b,Ed}$$

Per la piastra centrale di spessore b , si ha anche che $F_{b,Ed} \equiv F_{Ed}$, pertanto deve valere allora:

$$F_{b,Rd} \geq F_{b,Ed} \Leftrightarrow \frac{1.5 \cdot b \cdot d \cdot f_{y,b}}{\gamma_{m,0}} \geq F_{Ed}$$

per le flange laterali di spessore $a = \alpha \cdot b$, si ha che $F_{b,Ed} \equiv \frac{F_{Ed}}{2}$, pertanto deve valere:

$$F_{b,Rd} \geq F_{b,Ed} \Leftrightarrow \frac{3 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{y,a}}{\gamma_{m,0}} \geq F_{Ed}$$

Nelle relazioni precedenti i simboli hanno i seguenti significati:

- b è lo spessore della piastra interna;
- il coefficiente α che consente di esprimere lo spessore delle flange esterne, noto lo spessore b ;
- d è il diametro del perno;

Relazione di calcolo

- $\gamma_{m,0} = 1.05$ è il coefficiente di sicurezza per tale verifica;
- F_{Ed} rappresenta l'azione agente sulla piastra centrale (tale forza massima coinciderà con la forza che al massimo può venire trasmessa dal dissipatore);
- $f_{y,b}$ è il valore minore tra la resistenza di progetto del perno e della lamiera interna;
- $f_{y,b}$ è il valore minore tra la resistenza di progetto del perno e della lamiera esterna;

Poiché anche la verifica a rifollamento non è l'unica da soddisfare, è possibile quindi che tale condizione di verifica sia soddisfatta con un certo grado di sovrarresistenza $\gamma_{Rif} \geq 1$, ovvero:

Piastra centrale

$$\frac{1.5 \cdot b \cdot d \cdot f_{y,b}}{\gamma_{m,0}} = \gamma_{Rif} \cdot F_{Ed}$$

Flange laterali

$$\frac{3 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{y,a}}{\gamma_{m,0}} = \gamma_{Rif} \cdot F_{Ed}$$

Ricapitolando quindi, le condizioni di verifica che l'intera unione a due piani di taglio devono soddisfare sono le seguenti:

$d = MAX \left\{ \sqrt{\frac{2 \cdot \gamma_{m,2} \cdot \gamma_{V_{Ed}} \cdot F_{Ed}}{0.6 \cdot \pi \cdot f_{u,p}}}, \frac{\gamma_{m,0} \cdot \gamma_{Rif} \cdot F_{Ed}}{1.5 \cdot b \cdot f_{y,b}}, \frac{\gamma_{m,0} \cdot \gamma_{Rif} \cdot F_{Ed}}{3 \cdot \alpha \cdot b \cdot f_{y,a}} \right\}$	1
$b = \frac{1.5 \cdot \pi \cdot d^3 \cdot f_{y,p} - 16 \cdot c \cdot F_{Ed} \cdot \gamma_{M_{Ed}} \cdot \gamma_{m,0}}{4 \cdot F_{Ed} \cdot \gamma_{M_{Ed}} \cdot \gamma_{m,0} \cdot (1 + 2 \cdot \alpha)}$	2
$\left\{ \frac{4 \cdot \gamma_{m,0} \cdot \gamma_{M_{Ed}} \cdot F_{Ed} \cdot [4 \cdot c + b \cdot (1 + 2 \cdot \alpha)]}{1.5 \cdot \pi \cdot d^3 \cdot f_{y,p}} \right\}^2 + \left(\frac{2 \cdot \gamma_{m,2} \cdot \gamma_{V_{Ed}} \cdot F_{Ed}}{0.6 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot f_{u,p}} \right)^2 \leq 1$	3

Assumendo le seguenti proprietà meccaniche per il perno (sulla base delle informazioni fornite da un potenziale fornitore):

$f_{yp} [N/mm^2]$	$f_{up} [N/mm^2]$
685	880

e sapendo che:

- le piastre/flange verranno realizzate in acciaio S355;
- $F_{Ed} = 270 \text{ kN}$;
- La distanza c tra le flange è di 7.5 mm;
- Il diametro del perno d=45 mm (indicazioni di un potenziale fornitore)
- $\alpha = 0.75$

si ricava che:

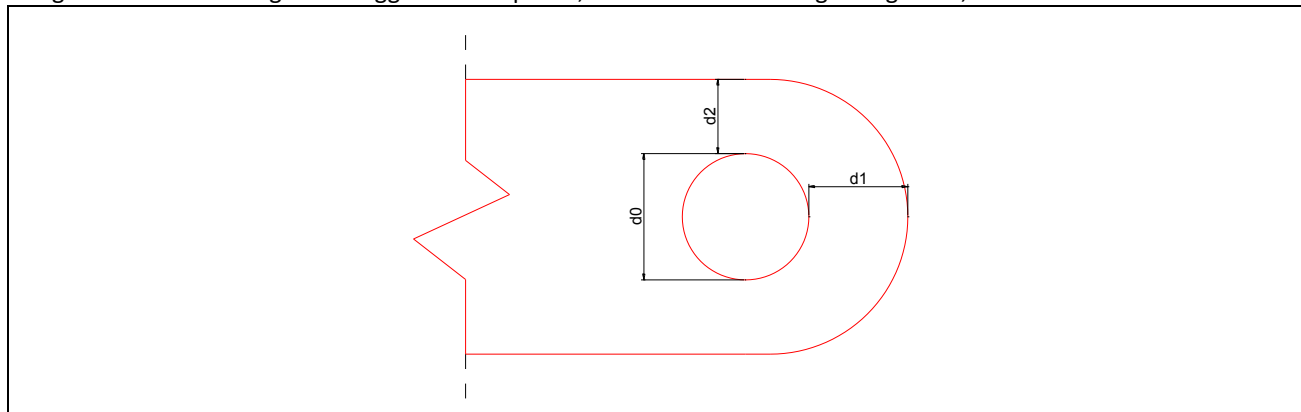
- b=40 mm (spessore piastra centrale);
- a=30 mm (spessore piastre laterali);

ed i coefficienti di sovrarresistenza con i quali si ottiene il soddisfacimento delle verifiche, sono i seguenti:

- $\gamma_{V_{Ed}} \cong 5;$
- $\gamma_{Rif} \cong 3;$
- $\gamma_{M_{Ed}} \cong 2.$

La verifica del perno e dell'unione nel complesso è quindi soddisfatta.

La geometria delle flange di fissaggio dei dissipatori, in riferimento al disegno seguente,



è definita quindi dagli ulteriori parametri:

- $d_0 = 55 \text{ mm};$
- $d_1 = \frac{\gamma_{m,0} \cdot F_{Ed}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} = \begin{cases} \frac{1.05 \cdot 270000}{2 \cdot 40 \cdot 355} + \frac{2 \cdot 55}{3} = 46.6 \text{ piastra centrale} \\ \frac{1.05 \cdot 270000}{2 \cdot 30 \cdot 355} + \frac{2 \cdot 55}{3} = 49.9 \text{ piastra laterale} \end{cases}$
- $d_2 = \frac{\gamma_{m,0} \cdot F_{Ed}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = \begin{cases} \frac{1.05 \cdot 270000}{2 \cdot 40 \cdot 355} + \frac{55}{3} = 28.3 \text{ piastra centrale} \\ \frac{1.05 \cdot 270000}{2 \cdot 30 \cdot 355} + \frac{55}{3} = 31.6 \text{ piastra laterale} \end{cases}$

Sulla base di tali dimensioni, la piastra interna deve avere le seguenti dimensioni geometriche minime:

- Spessore 40 mm;
- Larghezza 112 mm;

mentre le piastre laterali avranno:

- Spessore 30 mm;
- Larghezza 118 mm;

9. CALCOLO AUTOMATICO DELLA STRUTTURA

9.1 Premessa

L'intero sistema strutturale *telai in C.A. + setti di rinforzo*, è stato analizzato conducendo un'analisi dinamica con integrazione diretta delle equazioni del moto della struttura ed eccitazione sismica alla base, per i seguenti motivi: QUALE OSCILLATORE?

- il dimensionamento dei setti di rinforzo e/o il loro effetto irrigidente sulla struttura in C.A. esistente, non può prescindere da una valutazione attenta delle azioni che, mutuamente, i due sistemi strutturali si scambiano per effetto del sisma: l'interazione tra essi rende difficoltoso, o poco realistico, individuare una separazione delle equazioni del moto del sistema risolvibile, che consentirebbe invece una soluzione semplificata (dinamica per sovrapposizione modale o con analisi modale e spettro di risposta) del moto dell'intero sistema struttura in C.A. + setti di rinforzo;
- la presenza di dispositivi viscosi, a risposta già di per sé non lineare, e la necessità, per il loro dimensionamento, di valutarne attentamente il regime di spostamenti e velocità relative agli estremi, comporta la necessità di considerarne gli effetti sulla risposta sismica del sistema, valutandone il comportamento in modo più realistico possibile;
- anche volendo utilizzare una tecnica di analisi più semplice ed usuale (*analisi dinamica modale con spettro di risposta*), come individuare le caratteristiche dell'oscillatore equivalente al sistema strutturale *telai in C.A. + setti di rinforzo*, in modo tale che lo schema di calcolo potesse fornire una rappresentazione sufficientemente realistica della risposta sismica dell'intero sistema?
- per le qualità (non particolarmente elevate) dei materiali componenti la struttura portante esistente in C.A. della scuola, e per la necessità di dimensionare i setti di rinforzo cercando di contenerne il più possibile le dimensioni geometriche (per motivi architettonici), era importante valutare nel modo più aderente alla realtà, le sollecitazioni che tanto la struttura in C.A. della scuola quanto i setti di rinforzo, avrebbero dovuto sopportare, senza eccessivi sovradimensionamenti (che inevitabilmente nascono invece con tecniche di calcolo più semplici).

Rispetto quindi alle tecniche di analisi più usuali (che nel caso specifico, oltretutto, non risultavano percorribili così agevolmente), l'analisi dinamica con integrazione diretta delle equazioni del moto della struttura, con eccitazione sismica alla base, se eseguita considerando un certo numero di registrazioni accelerometriche (almeno 7), consente di contenere le azioni di riferimento da assumere in fase di verifica, e di individuare quindi una via da percorrere (forse unica nel caso specifico) per giungere ad un efficace e significativo miglioramento della risposta sismica della struttura portante esistente in C.A. della scuola, senza eccedere in sovra valutazioni delle azioni sismiche.

In fase di analisi, i materiali costituenti le membrature resistenti del telaio esistente in C.A. della scuola, e quello dei nuovi setti di rinforzo esterni, sono stati considerati in ambito elastico, trascurandone quindi le risorse dissipative intrinseche (perché quelle degli elementi in C.A. sarebbero risultate praticamente nulle).

Per il dettaglio dei calcoli di verifica della soluzione progettuale adottata, è opportuno riferirsi all'Allegato specifico della relazione di calcolo, mentre il presente documento costituisce un ulteriore allegato la Relazione di Calcolo generale, in cui si descrive il processo seguito per la scelta e la calibrazione delle registrazioni accelerometriche adottate in analisi ed in verifica.

9.2 Processo di scelta e calibrazione degli accelerogrammi

I segnali accelerometrici, utilizzati in fase di verifica, sono stati ricavati da **registrazioni accelerometriche reali di sismi naturali**.

Più precisamente, sono state individuate 7 registrazioni accelerometriche complete, che rappresentano il campionamento temporale delle componenti (X, Y e Z) del vettore accelerazione del terreno (per effetto del sisma), rispetto ad un sistema cartesiano di riferimento.

I segnali accelerometrici originali, poiché campionati con una scansione temporale troppo fitta (ai fini di una risoluzione numerica del moto strutturale con tempistiche accettabili), sono stati ulteriormente ricampionati con un intervallo di campionamento di 0.02 s, così che il passo temporale di integrazione del sistema delle equazioni del moto

Relazione di calcolo

della struttura, fissato in 0.01 s, potesse permettere di giungere alla conclusione dell'analisi strutturale in tempi ragionevoli (nonostante questo il "run" della soluzione definitiva impiega quasi 8 ore per giungere alla conclusione).

Gli accelerogrammi individuati sono tutti relativi ad **una tipologia di suolo "C"** (che, come si evince anche dalla Relazione Geologica allegata al progetto esecutivo, è la categoria di sottosuolo che è stata individuata per il sito) e **sono stati scelti in modo tale da risultare spettro-compatibili**, ovvero: lo spettro calcolato come media degli spettri dei singoli accelerogrammi, non deve risultare inferiore a più del 10% rispetto allo spettro di risposta di riferimento per il sito, in un "range" di periodi compresi tra 0.15 s e due volte il periodo fondamentale della struttura (ovvero 2 s, dal momento che il periodo fondamentale della struttura è di circa 1 s nella configurazione dello stato di fatto).

La ricerca degli accelerogrammi spettro-compatibili, è stata effettuata sfruttando i risultati della *disaggregazione della pericolosità sismica* per il sito, ovvero: considerando la magnitudo attesa dell'evento sismico e la distanza epicentrale (esistono infatti correlazioni empiriche tra, la forma spettrale del segnale accelerometrico, e la magnitudo attesa e la distanza epicentrale; tramite tali informazioni è più agevole individuare le registrazioni accelerometriche naturali spettro-compatibili).

La ricerca delle registrazioni accelerometriche è stata condotta in *European Strong-Motion Database*, tramite un software idoneo che, per volontà degli autori, deve essere citato così:

REXEL v 3.5

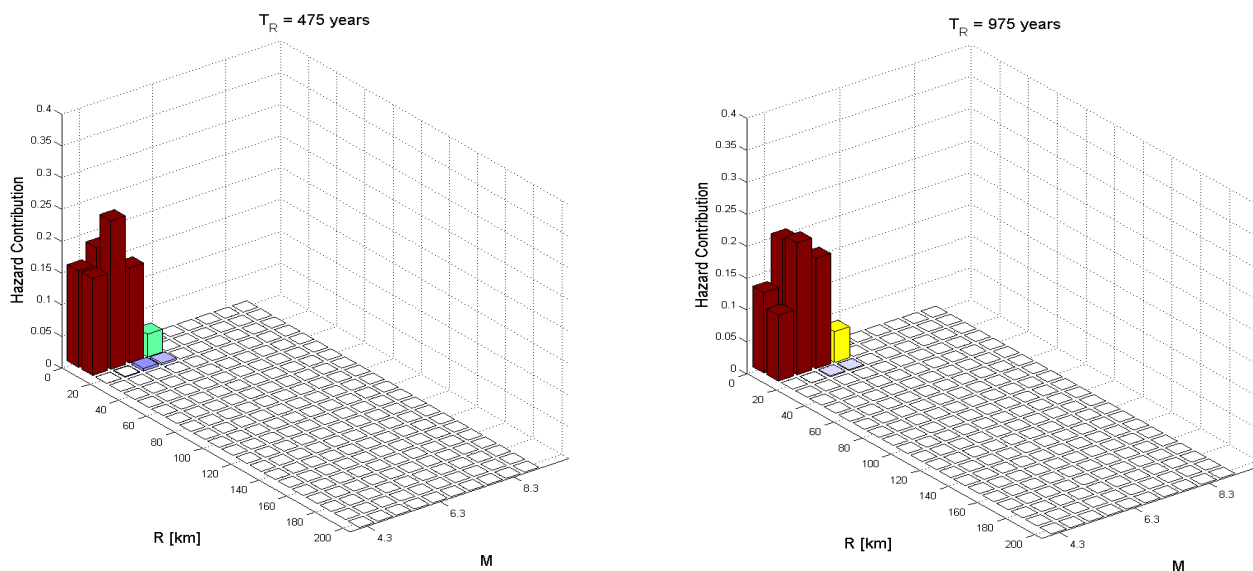
Computer aided record selection for code-based seismic structural analysis

© I. Iervolino, C. Galasso, E. Cosenza (2010)

Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362

Poiché i dissipatori viscosi devono essere verificati e dimensionati anche per sismi a SLC, la disaggregazione della pericolosità sismica e, conseguentemente, la ricerca degli accelerogrammi, è stata svolta sia per eventi sismici tipici dello SLV che per lo SLC.

I grafici seguenti mostrano i risultati della disaggregazione della pericolosità sismica per il sito, a SLV e a SLC; essi esprimono la magnitudo e la distanza epicentrale dell'evento sismico che, statisticamente, ha la maggiore probabilità di produrre il superamento del valore dell'accelerazione di picco di progetto per il sito in esame:



Il set di registrazioni accelerometriche spettro-compatibili è stato individuato procedendo per tentativi. Al primo tentativo, la ricerca dei segnali accelerometrici naturali, è stata effettuata impostando i seguenti range:

- magnitudo compresa tra 4 e 6 Richter;

Relazione di calcolo

- distanza epicentrale fino a 20 km;

Nei tentativi ulteriori che sono stati svolti, fino a trovare il set di 7 terne spettro-compatibili, è stato lasciato invariato il range di magnitudo attesa, mentre è stato aumentato il range della distanza epicentrale.

La tabella seguente riporta i dati essenziali dei segnali accelerometrici che sono stati individuati ed impiegati in fase di verifica:

Registrazioni per sismi a SLV							
Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]
772	350	ST223	Umbria Marche (aftershock)	03/10/1997	5.3	normal	20
600	286	ST223	Umbria Marche	26/09/1997	6	normal	22
6960	473	ST3266	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	oblique	27
1911	282	ST126	Komilion	25/02/1994	5.4	oblique	15
133	63	ST33	Friuli (aftershock)	15/09/1976	6	thrust	9
386	176	ST152	Lazio Abruzzo (aftershock)	11/05/1984	5.5	normal	24
6975	473	ST3272	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	oblique	26
Registrazioni per sismi a SLC							
Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]
7010	2159	ST772	Izmit (aftershock)	11/11/1999	5.6	oblique	41
772	350	ST223	Umbria Marche (aftershock)	03/10/1997	5.3	normal	20
378	175	ST152	Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	normal	16
42	30	ST8	Ionian	04/11/1973	5.8	thrust	15
591	290	ST221	Umbria Marche	26/09/1997	5.7	normal	3
599	290	ST223	Umbria Marche	26/09/1997	5.7	normal	25
6975	473	ST3272	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	oblique	26

I grafici che seguono, invece, permettono di valutare la spettro-compatibilità dei segnali accelerometrici scelti, sia per eventi sismici di SLV che per eventi di SLC.

In ogni grafico (riportati nella Relazione sismica RG03) sono riportati:

- gli spettri relativi ad ogni registrazione accelerometrica;
- lo spettro medio (linea continua nera e spessa), ottenuto mediando le ordinate spettrali degli spettri dei vari segnali;
- lo spettro di risposta elastico di normativa (linea continua rossa e sottile);
- il limite inferiore di accettabilità dello spettro medio (linea tratteggiata rossa), ottenuto riducendo del 10% le ordinate dello spettro di risposta di normativa;
- il limite inferiore del range di periodi in cui valutare la spettro compatibilità, pari a 0.15 s (linea tratteggiata verticale nera);
- il limite superiore del range di periodi in cui valutare la spettro compatibilità, pari a 2 s (linea tratto-punto verticale nera);

Nel grafico è segnato anche un limite superiore di accettabilità dello spettro medio (linea punteggiata rossa), corrispondente ad un incremento del 30% delle ordinate dello spettro di risposta di normativa; tale limite superiore non è imposto dalla normativa vigente, ma è ragionevole limitare superiormente le ordinate dello spettro medio, per non avere segnali accelerometrici troppo differenti rispetto allo spettro di normativa.

Nella legenda di ciascun grafico, sono riportati anche i fattori di riscalatura dello spettro e conseguentemente del segnale accelerometrico, per giungere alla spettro-compatibilità.

La riscalatura degli accelerogrammi è stata effettuata in riferimento alle PGA, ed il relativo fattore di riscalatura è calcolato con la relazione seguente:

$$SF = \frac{PGA_{NTC08} \cdot g \cdot S}{PGA_{REAL}}$$

in cui:

- $PGA_{NTC08} \cdot g$, in m/s^2 , rappresenta l'accelerazione, al bedrock, della pericolosità sismica del sito;
- S è il fattore di suolo e definisce l'amplificazione delle ordinate spettrali per effetto della natura del terreno di fondazione al di sopra del bedrock; $PGA_{NTC08} \cdot g \cdot S$, rappresenta quindi l'accelerazione di picco, al suolo, della pericolosità sismica del sito;
- PGA_{REAL} è l'accelerazione di picco, al suolo, della registrazione accelerometrica dell'evento sismico; PGA_{REAL} è il valore assoluto massimo delle accelerazioni registrate durante l'evento e, sullo spettro relativo all'accelerogramma, corrisponde al valore di accelerazione in corrispondenza del periodo $T=0$;

La verifica di spettrocompatibilità dei vari accelerogrammi è ampiamente e diffusamente riportata nella RG03 "Relazione sismica"

9.3 Modello di calcolo

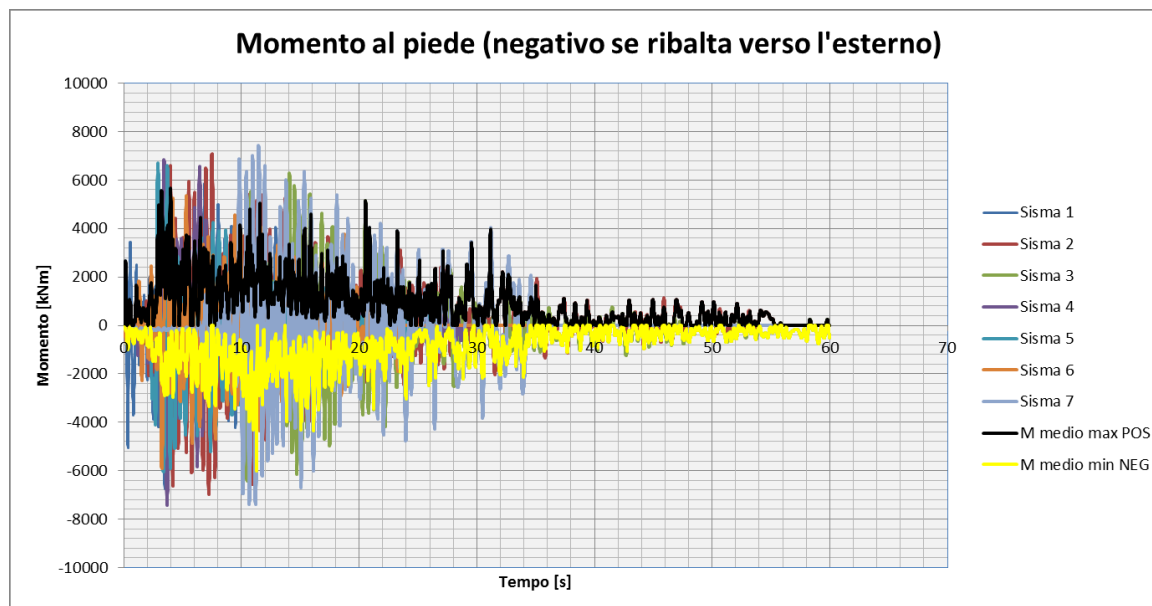
Il calcolo automatico è svolto col codice di calcolo MIDAS GEN

10. DIMENSIONAMENTO DEFINITIVO STRUTTURA DI RINFORZO**10.1 Determinazione delle azioni in fondazione**

Alla base dei setti si hanno le seguenti sollecitazioni:

CORPO EST : FACCIATA SUD – SETTO LATERALE ESTREMO OVEST

CORPO OVEST: FACCIATA SUD – SETTO LATERALE ESTREMO EST

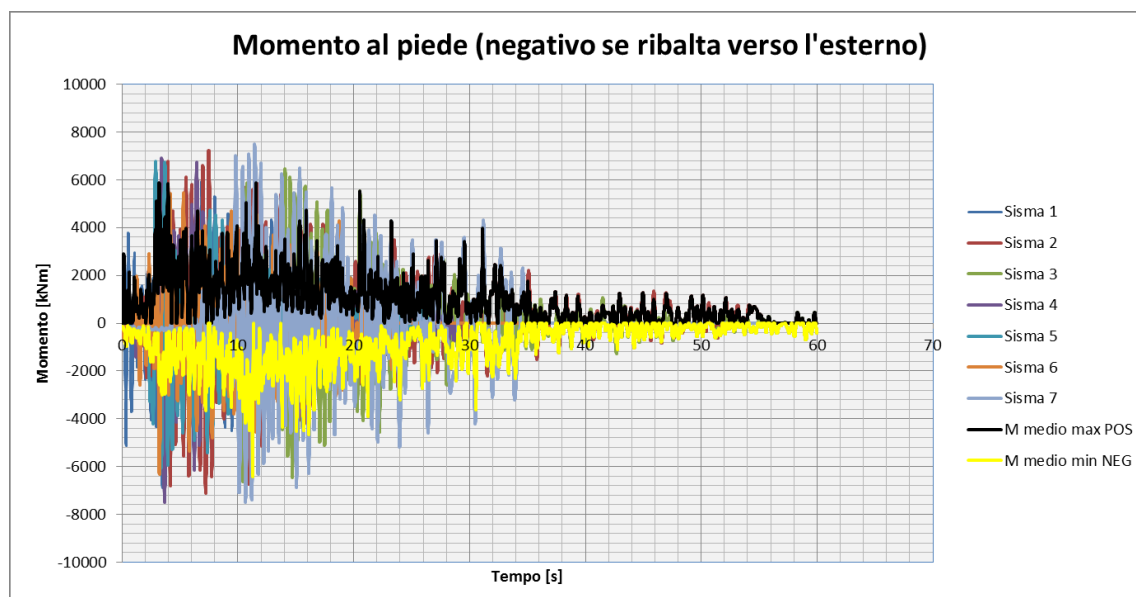


MmedioPOS 5661,708 [kNm]

MmedioNEG -6024,89 [kNm]

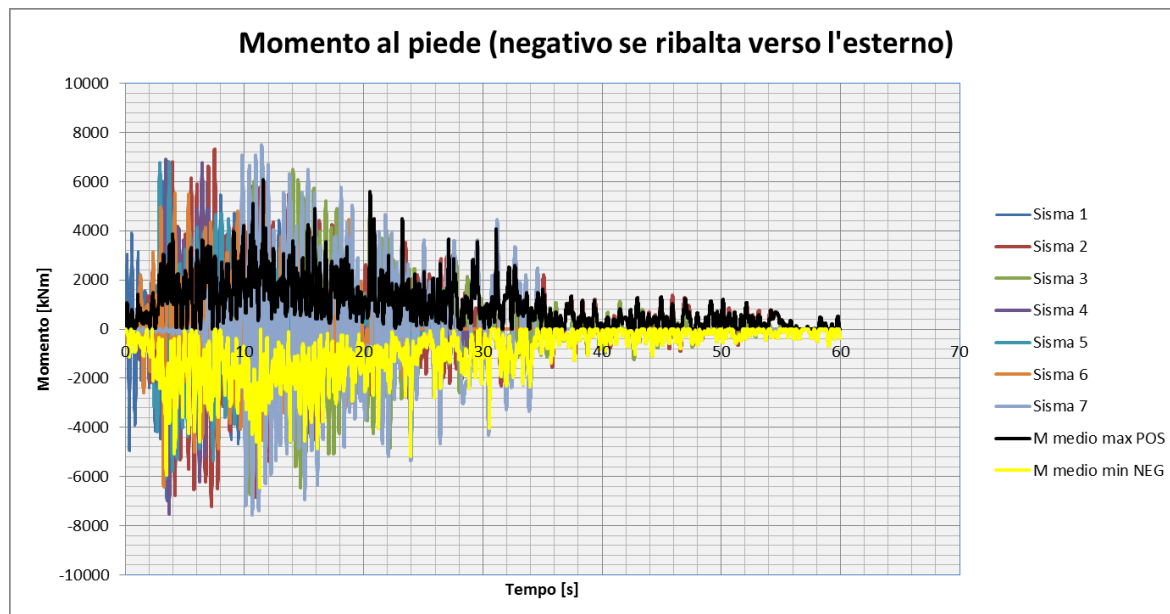
CORPO EST: FACCIATA SUD – SETTO INTERMEDIO LATO OVEST

CORPO OVEST: FACCIATA SUD – SETTO INTERMEDIO LATO EST



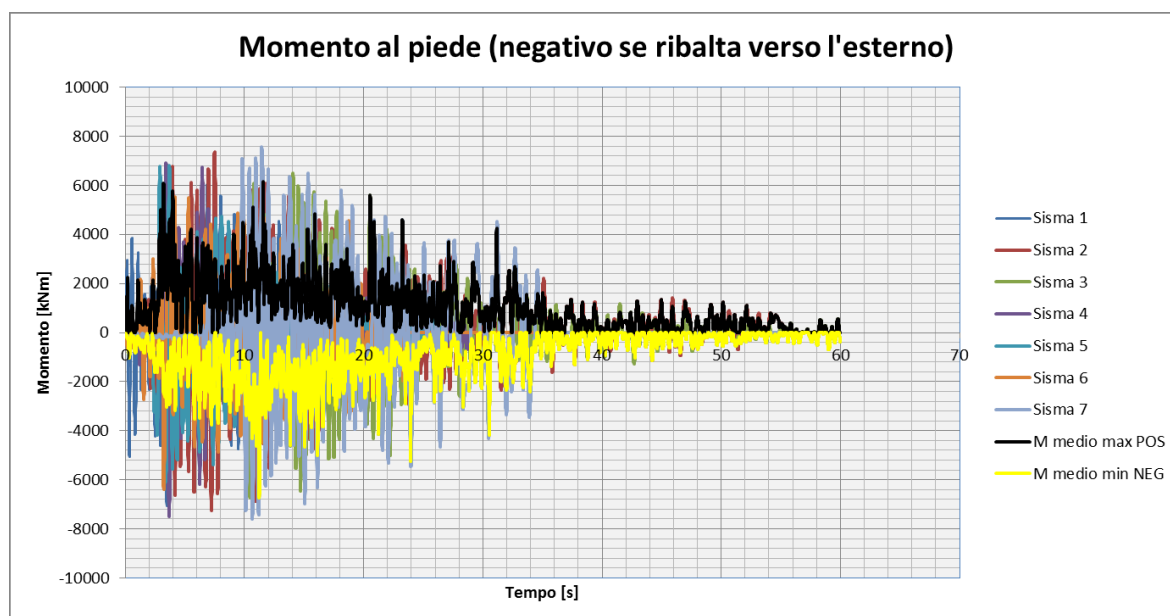
MmedioPOS 5879,451 [kNm]

MmedioNEG -6439,26 [kNm]

CORPO EST : FACCIATA SUD – SETTO CENTRALE
CORPO OVEST: FACCIATA SUD – SETTO CENTRALE

MmedioPOS 6075,527 [kNm]

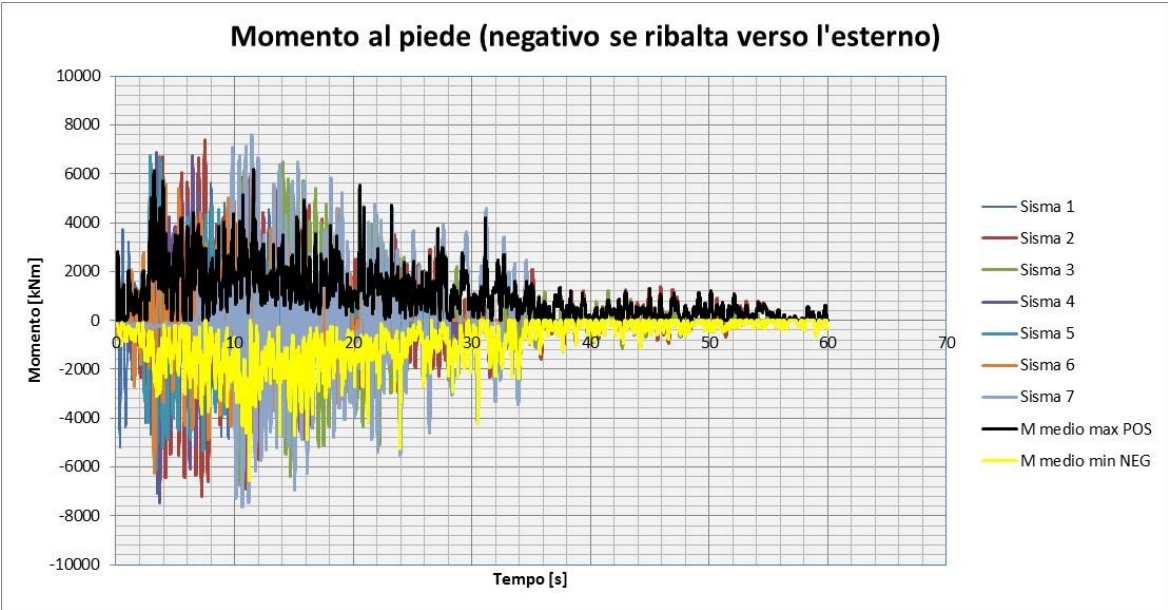
MmedioNEG -6473,65 [kNm]

CORPO EST: FACCIATA SUD – SETTO INTERMEDIO LATO EST
CORPO OVEST: FACCIATA SUD – SETTO INTERMEDIO LATO OVEST

MmedioPOS 6150,724 [kNm]

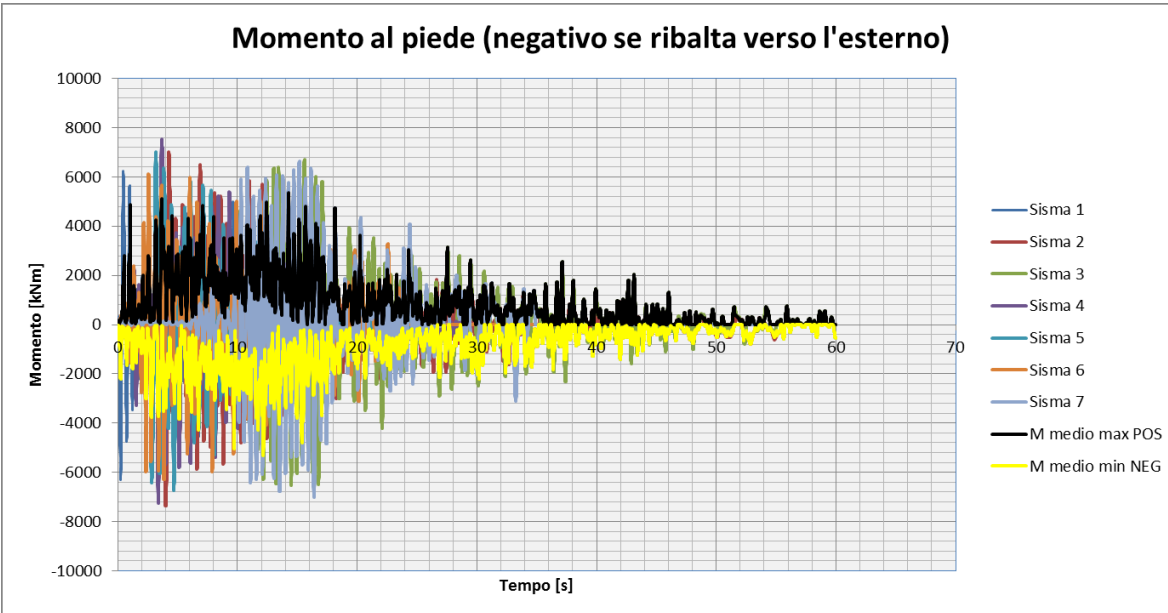
MmedioNEG -6740,1 [kNm]

CORPO EST : FACCIATA SUD – SETTO LATERALE ESTREMO EST
CORPO OVEST: FACCIATA SUD – SETTO LATERALE ESTREMO OVEST



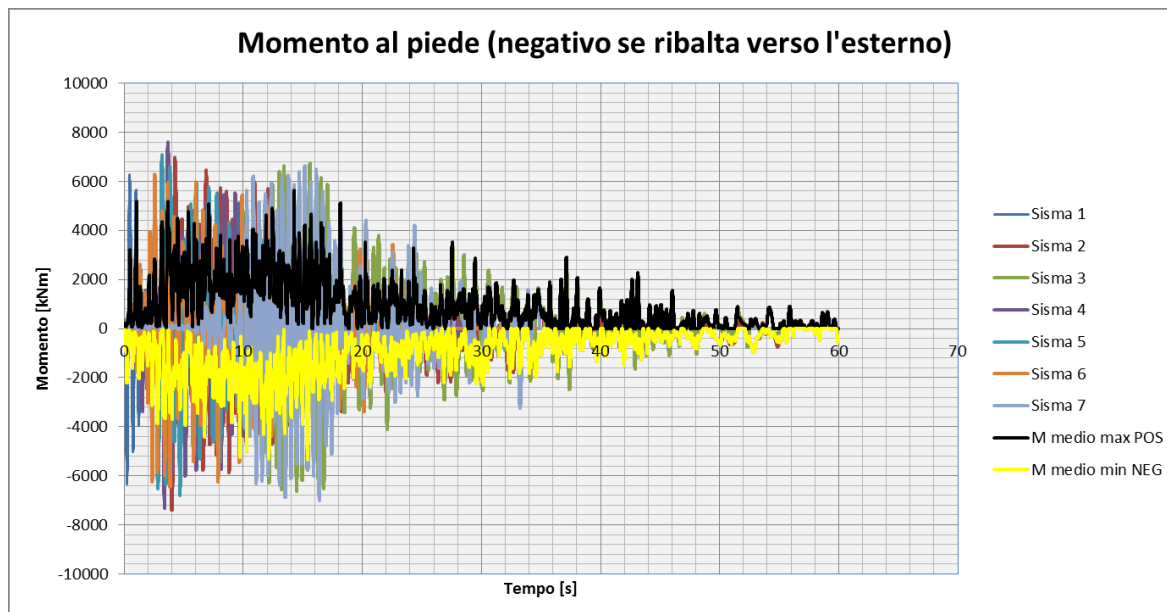
MmedioPOS	6180,161	[kNm]
MmedioNEG	-6578,54	[kNm]

CORPO EST : FACCIATA EST – SETTO LATERALE ESTREMO SUD
CORPO OVEST: FACCIATA OVEST – SETTO LATERALE ESTREMO SUD



MmedioPOS	5366,893	[kNm]
MmedioNEG	-5332,99	[kNm]

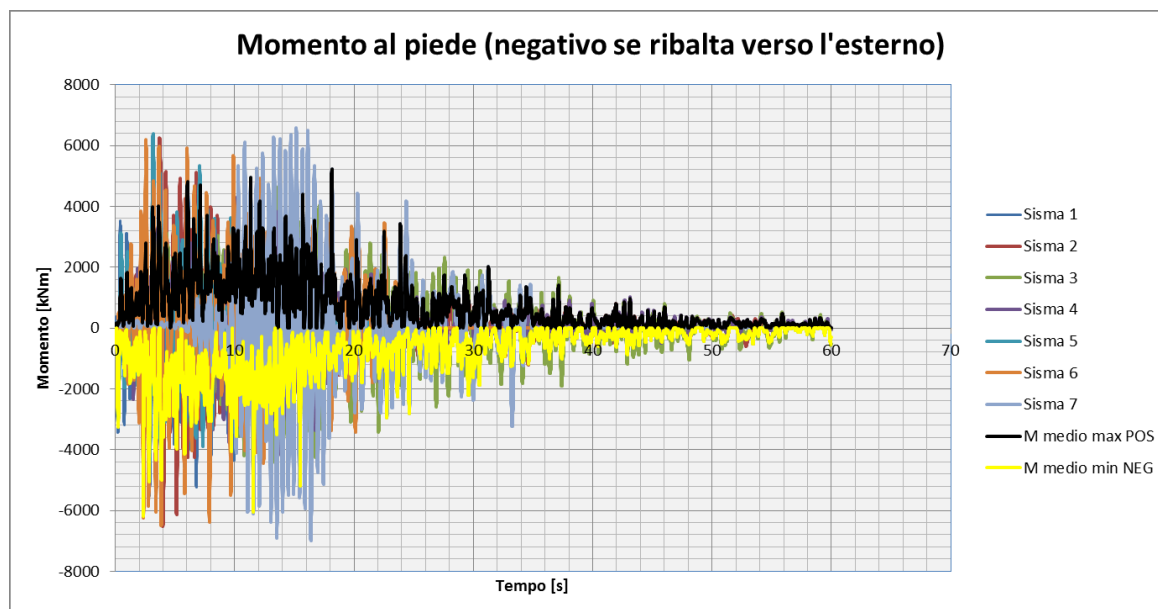
CORPO EST : FACCIATA EST – SETTO INTERMEDIO LATO SUD
CORPO OVEST: FACCIATA OVEST – SETTO INTERMEDIO LATO SUD



MmedioPOS 5640,491 [kNm]

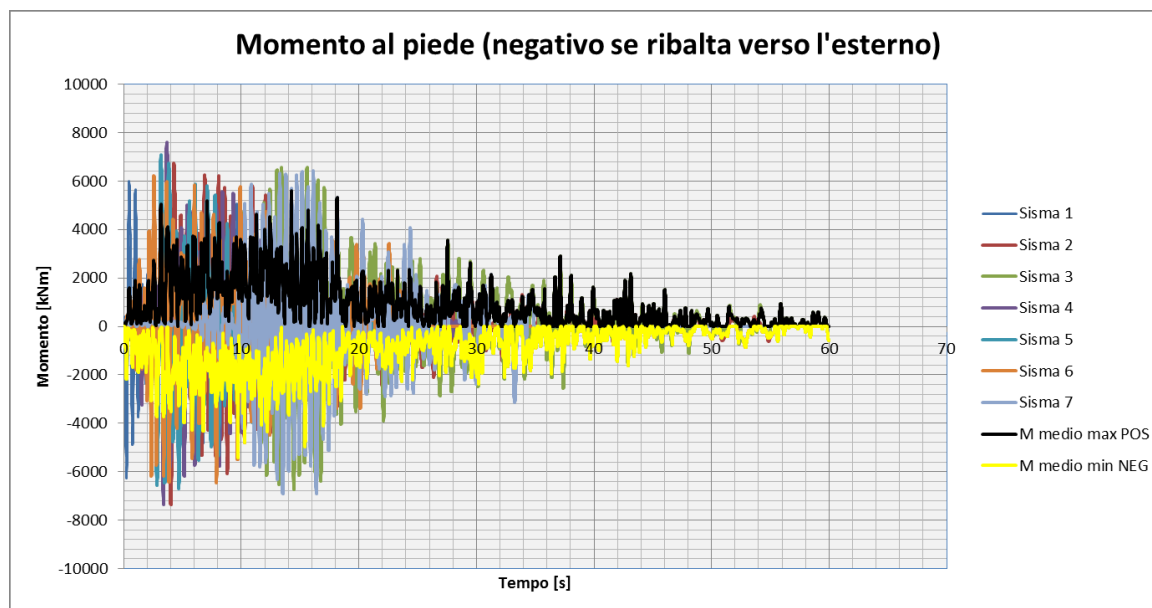
MmedioNEG -5361,67 [kNm]

CORPO EST : FACCIATA EST – SETTO CENTRALE
CORPO OVEST: FACCIATA OVEST – SETTO CENTRALE



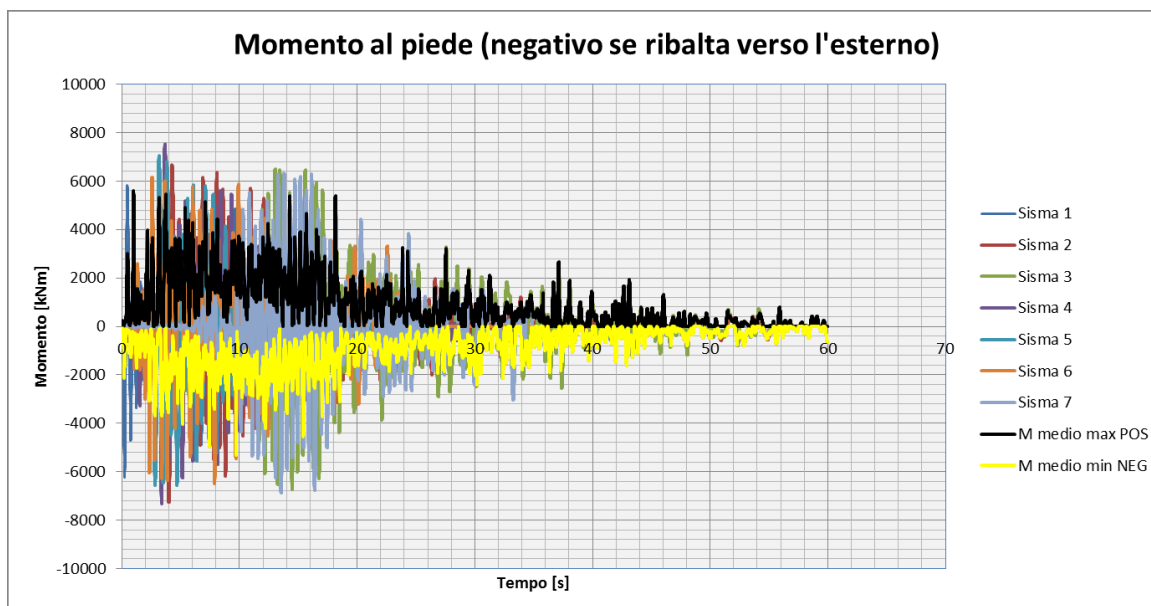
MmedioPOS 5225,224 [kNm]

MmedioNEG -6202,9 [kNm]

CORPO EST : FACCIATA EST – SETTO INTERMEDIO LATO NORD
CORPO OVEST: FACCIATA OVEST – SETTO INTERMEDIO LATO NORD

MmedioPOS 5585,618 [kNm]

MmedioNEG -5428,07 [kNm]

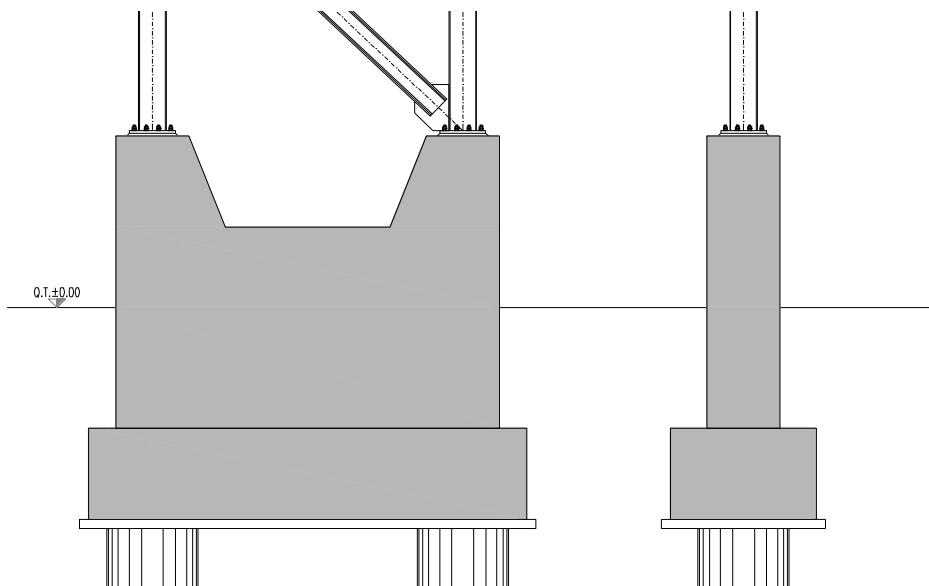
CORPO EST : FACCIATA EST – SETTO LATERALE ESTREMO NORD
CORPO OVEST: FACCIATA OVEST – SETTO LATERALE ESTREMO NORD

MmedioPOS 5605,826 [kNm]

MmedioNEG -5315,11 [kNm]

10.2 Dimensionamento fondazioni setti

I setti sono fondati su uno zoccolo di fondazione a due pali $\phi 1000$ (ad eccezione del setto del corpo ovest, facciata ovest estremo lato nord che per la particolare posizione deve essere fondato su micropali $\phi 250$), secondo lo schema seguente:

**10.2.1 Azioni alla base della palificata****Azioni statiche**

Peso struttura metallica:		70 kN
Peso pilastri:	$25 \cdot 2 \cdot 0.80 \cdot (0.80 + 1.20) / 2 \cdot 1.0 =$	40 kN
Peso elevazione	$25 \cdot 0.8 \cdot 4.2 \cdot 2.2 =$	185 kN
Peso fondazione	$25 \cdot 1.0 \cdot 4.8 \cdot 1.6 =$	192 kN
Peso ricoprimento	$20 \cdot 1.3 \cdot (4.8 \cdot 1.6 - 4.2 \cdot 0.8) =$	112 kN
TOTALE		600 kN

Azioni sismiche

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si considerano, con alcune riduzioni, le azioni determinate nel precedente capitolo. Va detto che alcuni picchi di sollecitazione sono relativi a tempi assai ridotti (dell'ordine del centesimo di secondo) e quindi arrivano in fondazione smorzate.

In un caso vi è un picco di oltre 6700 kNm con valori medi attorno ai 4000 kNm; osservando tutti i grafici di tutti i setti appare lecito considerare un valore massimo di calcolo di 6000 kNm, corrispondente ad un taglio massimo alla base del setto di circa 750 kN.

Azioni sui pali

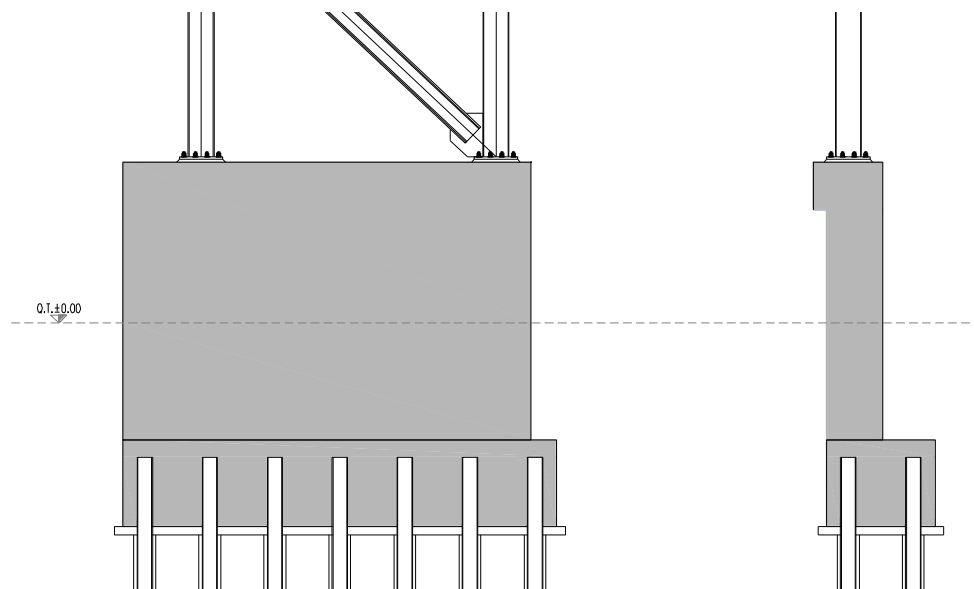
Le azioni massime sui pali valgono pertanto (approccio 2):

$$N_p = \frac{600}{2} \pm \frac{6000}{3.4} = 300 \pm 1765 = 2065 \text{ kN (compressione)}$$

$$-1465 \text{ kN (trazione)}$$

Relazione di calcolo

Vi è tuttavia un caso particolare... quello del setto del corpo ovest che va ad interferire col corpo di collegamento; in questa zona risulta quasi impossibile eseguire dei pali trivellati di grande diametro e per questo motivo gli stessi vengono sostituiti con dei micropali; ciò consente inoltre una piccola riduzione delle dimensioni della fondazione.

**Azioni statiche**

Peso struttura metallica:		70 kN	x0.375	26 kNm
Peso copertura corridoio	$6.0 \cdot 6.25 \cdot 1.7 =$	65 kN	x0.50	32 kNm
Peso solaio corridoio	$8.0 \cdot 4.7 \cdot 1.4 =$	53 kN	x0.50	27 kNm
Peso elevazione	$25 \cdot 0.8 \cdot 4.7 \cdot 3.2 =$	300 kN	x0.375	113 kNm
Peso fondazione	$25 \cdot 1.0 \cdot 5.0 \cdot 1.3 =$	162 kN		
Peso ricoprimento	$20 \cdot 1.3 \cdot (5.0 \cdot 1.3 - 4.7 \cdot 0.8) =$	70 kN		
	TOTALE	720 kN		200 kNm

Azioni sismiche

Con le considerazioni del caso precedente si ha un momento alla base di circa 5600 kNm.

Azioni sui pali

$$J_{\text{pal}} = 4 \cdot (2.25^2 + 1.50^2 + 0.75^2) = 31.50 \text{ m}^4$$

$$W_{\text{pal, long}} = 31.50 / 2.25 = 14.0 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{pal, trasv}} = 14 \cdot 0.375 = 5.25 \text{ m}^3$$

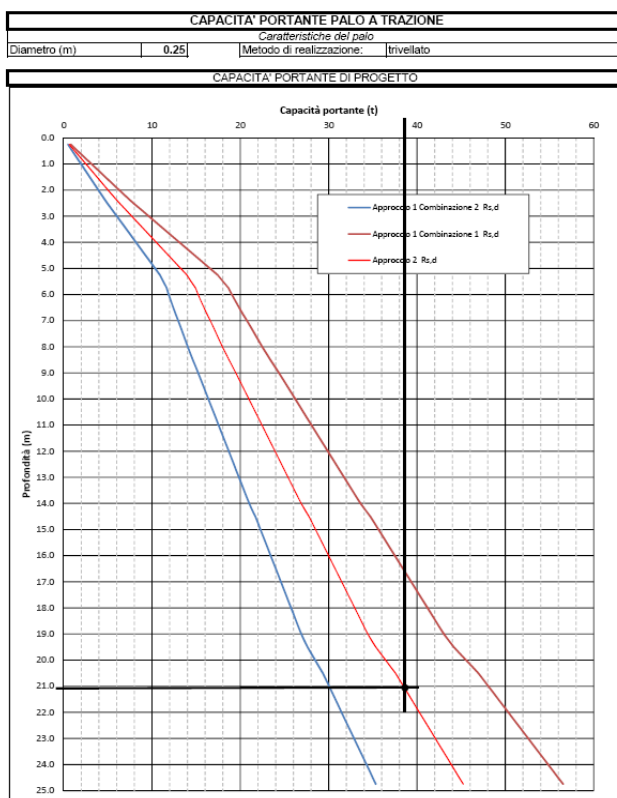
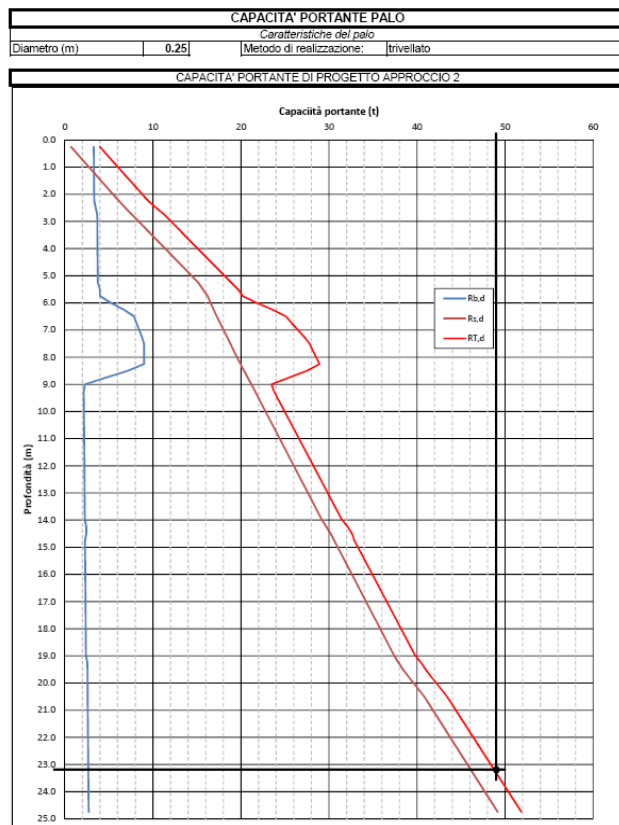
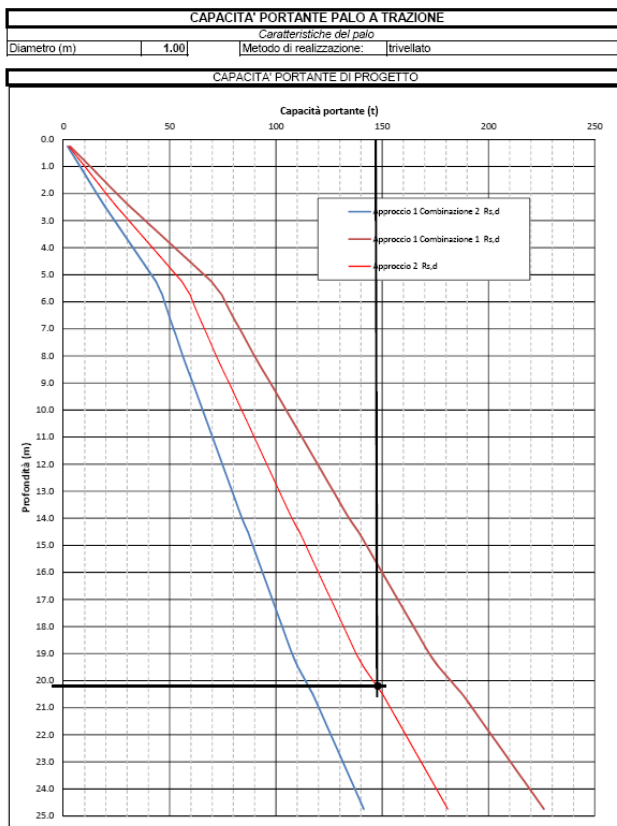
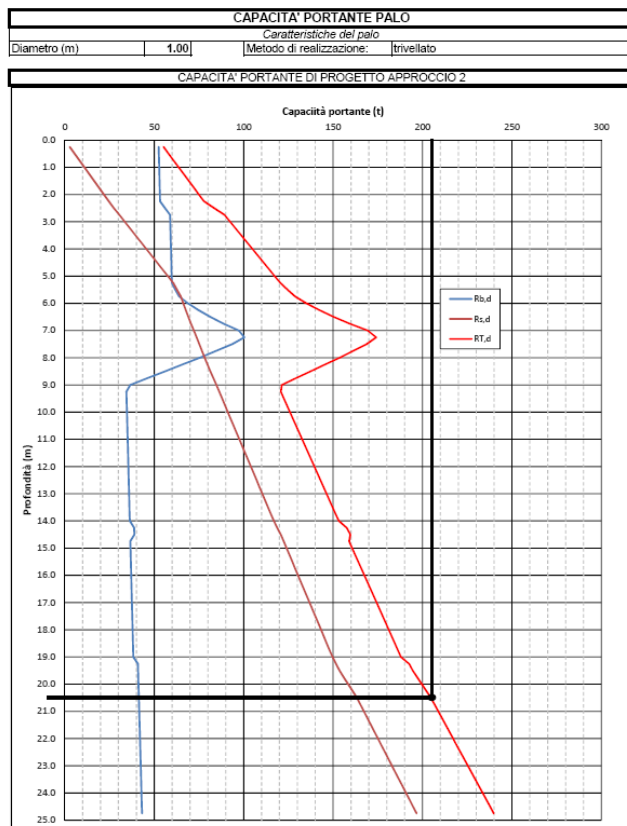
Le azioni massime sui pali valgono pertanto (approccio 2):

$$N_p = \frac{720}{14} \pm \frac{5600}{14} \pm \frac{200}{5.25} = 52 \pm 400 \pm 38 = 490 \text{ kN (compressione)}$$

$$-386 \text{ kN (trazione)}$$

10.2.2 Determinazione della lunghezza dei pali

Si adottano pali $\phi 1000\text{mm}$ di lunghezza 21 m e (nel caso particolare, micropali $\phi 250\text{mm}$ di lunghezza 24 m).



10.2.3 Verifica dei pali

Alla testa del palo si hanno le seguenti massime sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 300 \pm 1765 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 780/2 = 390 \text{ kN}$$

Il momento flettente alla testa del palo, considerando la teoria di Winkler relativa ad una trave semi-illimitata su suolo elastico (il palo) caricato ad un'estremità è dato da:

$$M_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{2\alpha}$$

Con: $\alpha = \sqrt[4]{\frac{k \cdot \Phi}{4EJ}}$

essendo: k = costante di Winkler (nel caso in esame si può assumere 1.5 daN/cm^3)

ϕ = diametro del palo

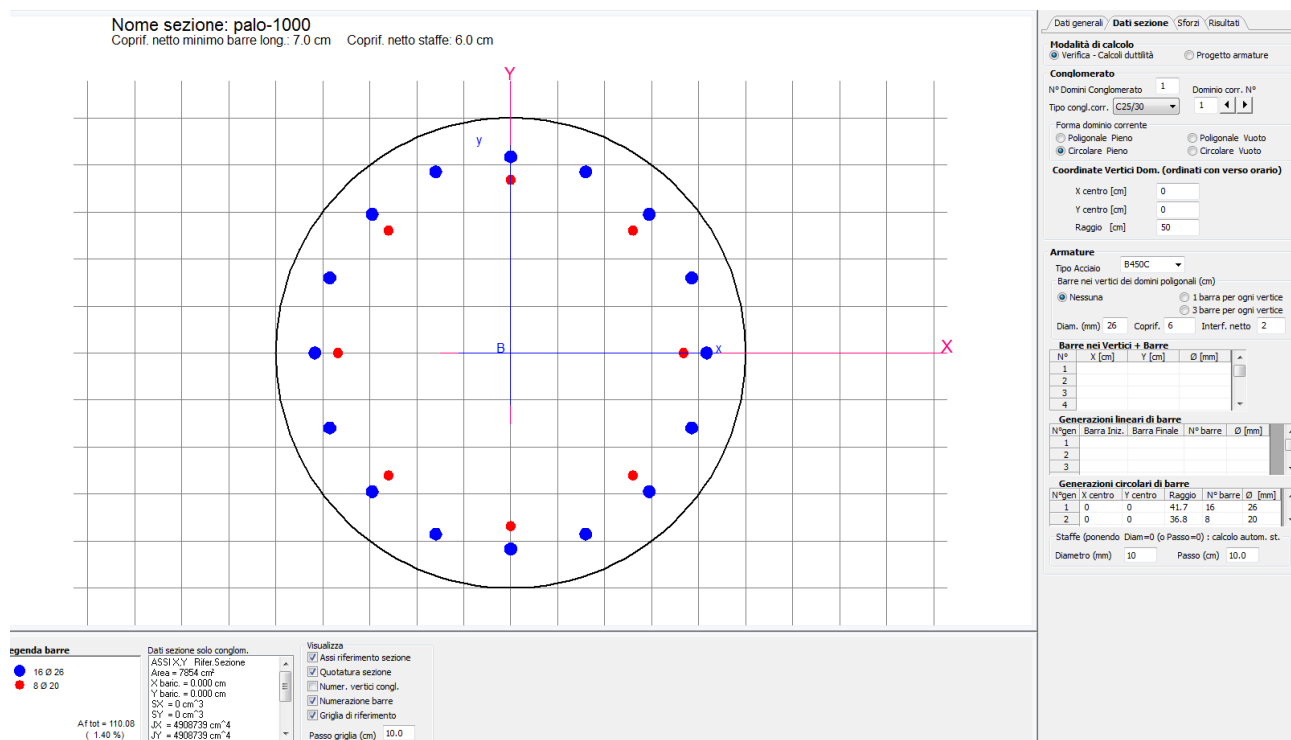
E = modulo elastico del palo (si assume in genere 250000 daN/cm^2)

J = momento di inerzia del palo ($= \pi \phi^4 / 64$)

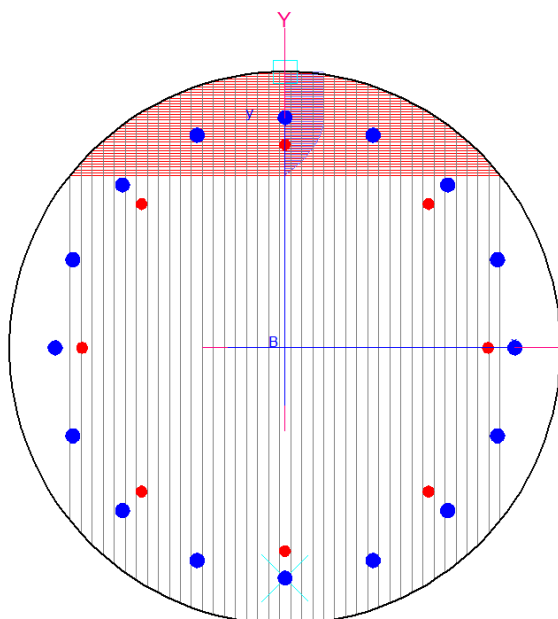
Si ottiene: $\alpha = 2 \cdot \sqrt[4]{\frac{k}{\pi \cdot E \cdot \Phi^3}} = 2 \cdot \sqrt[4]{\frac{1.5}{\pi \cdot 250000 \cdot 100^3}} = 0.00248 \text{ cm}^{-1} = 0.248 \text{ m}^{-1}$

E quindi: $M_{Ed} = \frac{390}{2 \cdot 0.248} \approx 785 \text{ kNm}$

Si esegue la verifica della sezione circolare in c.a. soggetta a presso/tensoflessione

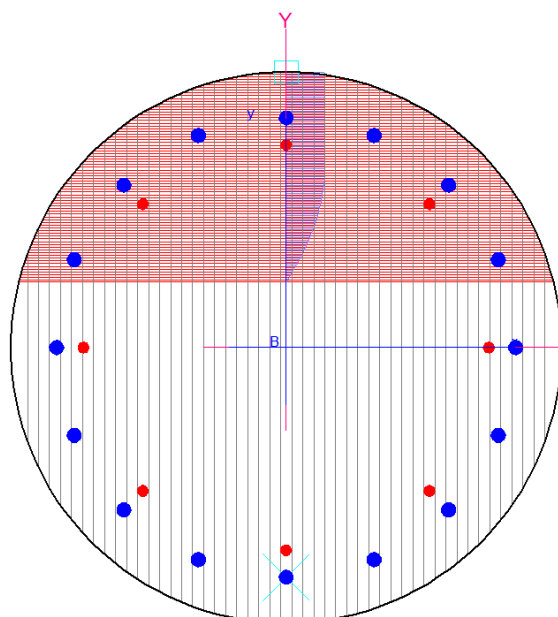


Nome sezione: palo-1000 Comb. n. 1 (S.L.U.)
Coprif. netto minimo barre long.: 7.0 cm Coprif. netto staffe: 6.0 cm



Dati generali / Dati sezione / Sforzi / Risultati / Staffe-Duttilità			
sezione verificata			
Tipo Combinazione	N. Comb.	Comb. Non	
S.L.U. Comb. Ultima (Calcolo Resistenza)	2		
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	0		
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	0		
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0		
Combinazione N°	1	COMBINAZIONE VERIFICATA	
Fless.Composta (S.L.U.): Misura sicur.=1.378 [OK se > 1.0]			
Sforzi assegnati	Sforzi ultimi (assi princ.in.)	Deform	
N = -146500 daN	N Ult = -146513 daN	Def.ma	
Mx = 78500 daNm	Mx Ult = 108143 daNm	Def.mi	
My = 0 daNm	My Ult = 0 daNm	Def.3/	
		Def.ma	
	Curv.Ultima=0.000187013 1/cm	Def.mi	
	Curv.Snerv.=0.000027949 1/cm	Asse	
	Af int = 110.1 cm ³	raff	
Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.275 [OK se <= 1.0]			
Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo	
TAGLIO:	Staffe: Af= 5.28	Staffe: Af St = 15.71	
Vy = 39000 daN	Diam.Staffe:10 mm	Diam.Staffe:10 mm	
Vsdu = 39000 daN	Passo Staffe = 24.0	Passo Staffe = 10.0	
VRcd = 141784			
VRwd = 116084 daN			
bw = 76.9 cm			
Calcola e Visualizza			
<input checked="" type="radio"/> Sezione con tensioni e deformazioni			
<input type="radio"/> Dominio Mx-My S.L.Ultimi			
<input type="radio"/> Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi			

Nome sezione: palo-1000 Comb. n. 2 (S.L.U.)
Coprif. netto minimo barre long.: 7.0 cm Coprif. netto staffe: 6.0 cm



Dati generali / Dati sezione / Sforzi / Risultati / Staffe-Duttilità			
sezione verificata			
Tipo Combinazione	N. Comb.	Comb. Non	
S.L.U. Comb. Ultima (Calcolo Resistenza)	2		
S.L.E. Comb. Rare (Esercizio)	0		
S.L.E. Comb. Frequenti (Esercizio)	0		
S.L.E. Comb. Quasi Permanenti (Esercizio)	0		
Combinazione N°	2	COMBINAZIONE VERIFICATA	
Fless.Composta (S.L.U.): Misura sicur.=2.431 [OK se > 1.0]			
Sforzi assegnati	Sforzi ultimi (assi princ.in.)	Deform	
N = 206500 daN	N Ult = 206518 daN	Def.ma	
Mx = 78500 daNm	Mx Ult = 190858 daNm	Def.mi	
My = 0 daNm	My Ult = 0 daNm	Def.3/	
		Def.ma	
	Curv.Ultima=0.000091954 1/cm	Def.mi	
	Curv.Snerv.=0.000040930 1/cm	Asse	
	Af int = 110.1 cm ³	raff	
Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.206 [OK se <= 1.0]			
Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Inviluppo	
TAGLIO:	Staffe: Af= 5.60	Staffe: Af St = 15.71	
Vy = 39000 daN	Diam.Staffe:10 mm	Diam.Staffe:10 mm	
Vsdu = 39000 daN	Passo Staffe = 24.0	Passo Staffe = 10.0	
VRcd = 189566			
VRwd = 109414 daN			
bw = 92.0 cm			
Calcola e Visualizza			
<input checked="" type="radio"/> Sezione con tensioni e deformazioni			
<input type="radio"/> Dominio Mx-My S.L.Ultimi			
<input type="radio"/> Dominio N-Mx-My S.L.Ultimi			

La sezione risulta ampiamente verificata.

10.2.4 Verifica dei micropali plinto tipo 2

Alla testa del palo si hanno le seguenti massime sollecitazioni:

$$N_{Ed} = 490 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 780/12=65 \text{ kN}$$

Il momento flettente alla testa del palo, con le formule di cui al precedente paragrafo, vale:

$$\alpha = 2 \cdot \sqrt[4]{\frac{k}{\pi \cdot E \cdot \Phi^3}} = 2 \cdot \sqrt[4]{\frac{1.5}{\pi \cdot 250000 \cdot 25^3}} = 0.00665 \text{ cm}^{-1} = 0.665 \text{ m}^{-1}$$

E quindi: $M_{Ed} = \frac{65}{2 \cdot 0.665} \approx 49 \text{ kNm}$

Ai fini della verifica si considera la sola sezione del tubolare $\phi 177.8$ sp.8; dal momento che si tratta di una sezione rivestita di cls e immersa nel terreno non vi è pericolo di instabilità; si ha pertanto:

E = 21000 [kN/cm²]
G = 8077 [kN/cm²]

$\alpha(y) = 0,21$ • $\alpha(z) = 0,21$
 $\beta_A = 1,0$
 $\varepsilon = 0,8 \rightarrow \lambda_1 = 76,4$

Resistenza delle sezioni:

$\gamma_{M0} = 1,05$

Resistenza all'instabilità:

$\gamma_{M1} = 1,05$

$f_{yk} = f_y = 355 \text{ MPa}$

Prospetto 5.5.1 - E.C.3 - Coefficienti di imperfezione

Curva instabilità	a	b	c	d
Coefficiente α	0,21	0,34	0,49	0,76

A = 42,70 [cm²]

Modulo res. plastico y-y: 230,83 [cm³]
Modulo res. elastico y-y: 230,83 [cm³]

Resistenza delle sezioni:

$\gamma_{M0} = 1,05 \text{ (calcolati: foglio precedente)}$

Resistenza all'instabilità:

$\gamma_{M1} = 1,05 \text{ (calcolati: foglio precedente)}$

Modulo res. plastico z-z: 173,39 [cm³]
Modulo res. elastico z-z: 173,39 [cm³]

$\chi_y = 1,03$ (calcolati: foglio precedente)
 $\chi_z = 1,03$ (calcolati: foglio precedente)
A = 42,70 [cm²] (calcolati: foglio precedente)
 $f_{yk} = 35,5$ [kN/cm²] (calcolati: foglio precedente)

$\chi_{\min} = 1,03$

Lambda y (segnato) = 0,0002 (calcolati: foglio precedente)
Lambda z (segnato) = 0,0002 (calcolati: foglio precedente)

$M_{cy,Rd1} = 78,04$ kNm
 $M_{cz,Rd1} = 58,62$ kNm

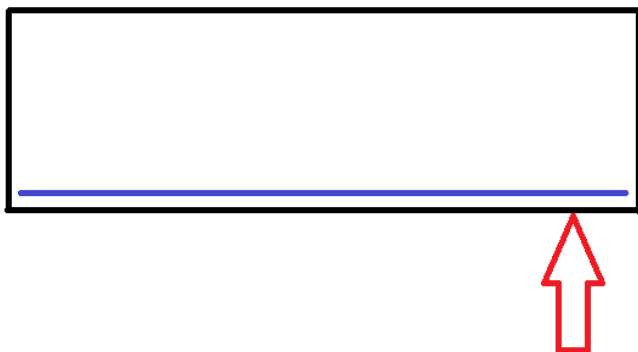


Pressione e compressione assiale (Classe 1 - 2) - E.C.3 - par. 5.5.4.(1)

N_{sd} [kN]	$M_{sd,y}$ [kNm]	$M_{sd,z}$ [kNm]	
490,00	1,000 • 49,00	1,000 • 0,00	
1482,16	78,04	58,62	=
↓	↓	↓	
0,331	0,628	0,000	= 0,959 < 1

10.2.5 Verifica zoccolo di fondazione

Si tratta di una trave con schema statico in semplice appoggio tra i due pali, di altezza 3.20 m, tozza e poco sollecitata; si dimensiona l'armatura inferiore per assorbire uno sforzo di trazione pari al carico massimo dei pali, per cui:



$N_{Ed} = 2065 \text{ kN}$

$A_f = 2065000 / 450 \cdot 1.15 = 5277 \text{ mm}^2$

Si dispongono 13 ϕ 26 pari a 6903 mm²

10.2.6 Verifica sezione di base

Si verifica la sezione per un'azione compressiva pari a :

$$N = (\text{peso struttura metallica} + \text{peso pilastri} + \text{peso elevazione})$$

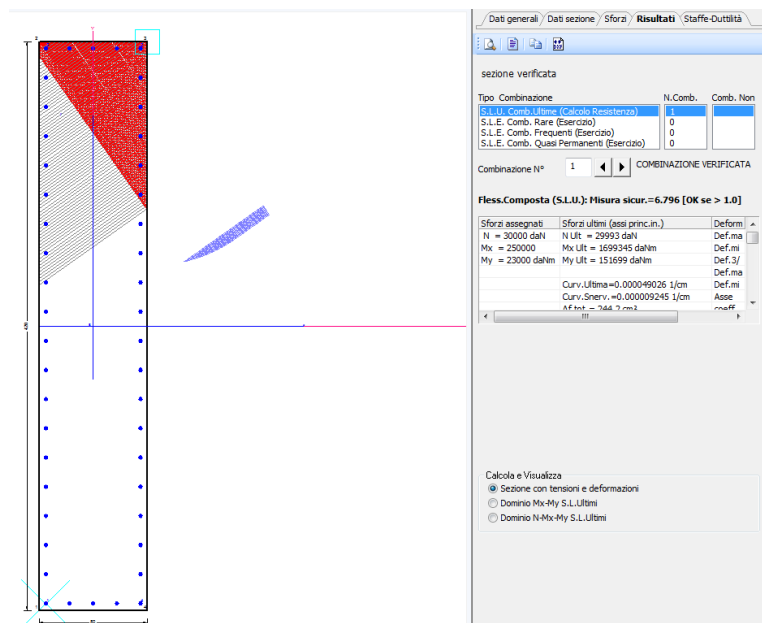
300 kN

$$M_{\text{long}} = 780 \cdot 3.20$$

2500 kNm

$$M_{\text{trasy}} = 71 \cdot 3.20$$

230 kNm



Sezione ampiamente verificata.

10.2.7 Verifica pilastri

Si verifica la sezione 80*120 cm per un'azione compressiva pari a :

$$N = (\text{peso struttura metallica} + \text{peso pilastri})$$

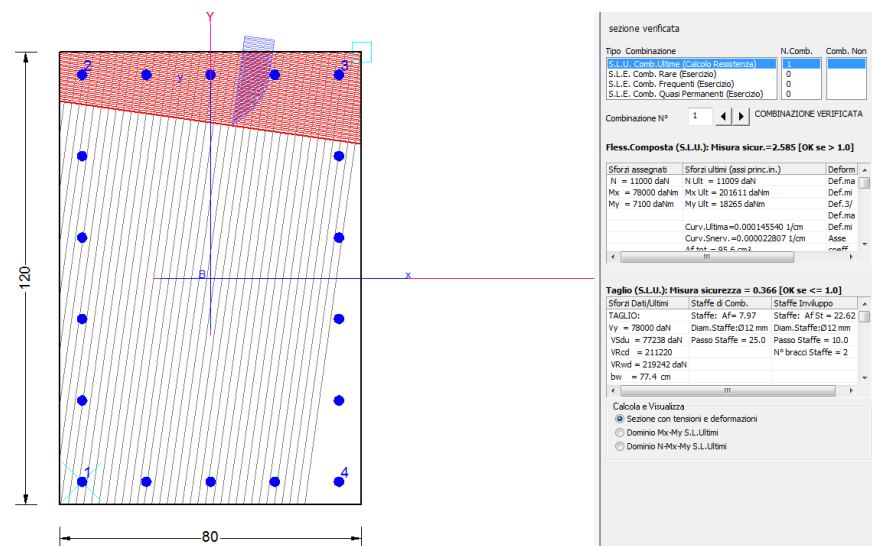
110 kN

$$M_{\text{long}} = 780 \cdot 1.00$$

780 kNm

$$M_{\text{trasy}} = 71 \cdot 1.00$$

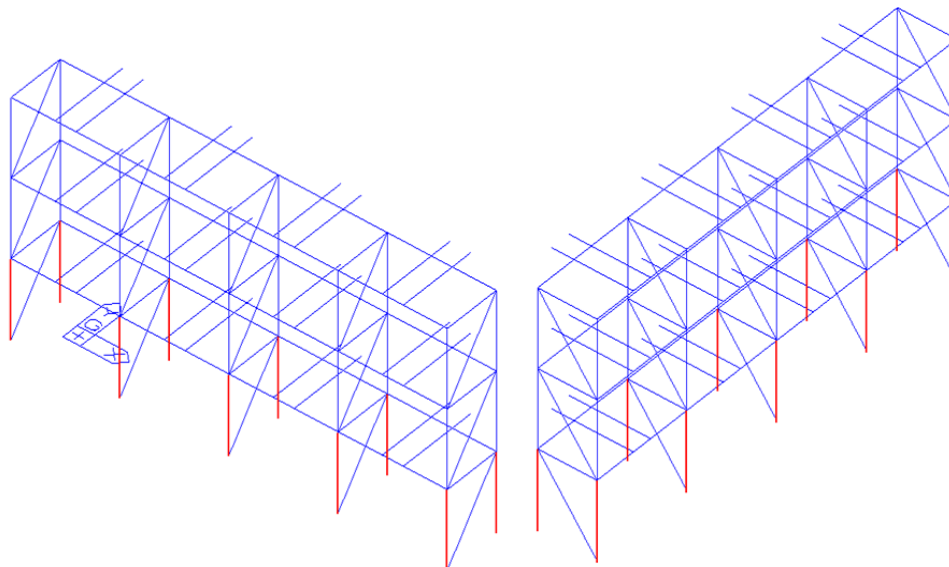
71 kNm



Sezione ampiamente verificata.

10.3 Verifiche struttura metallica**10.3.1 Involuppo azioni nei singoli elementi**

Si riportano di seguito le combinazioni di carico che forniscono le massime azioni nei singoli elementi

10.3.1.1 Piedritti

Massimi e minimi sforzi assiali:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
812 TH_772(m I 987]			1314,02	22	35,36	0,52	81,4	52,76	812 TH_772(m J 988]			1314,02	22	35,36	0,52	19,92	19,86
1132 TH_600(m I 1057]			1407,72	43,91	23,5	0,91	56,35	103,82	1132 TH_600(m J 1058]			1407,72	43,91	23,5	0,91	23,63	50,67
1132 TH_6960(r I 1057]			1346,95	46,91	21,76	0,78	52,71	106,7	1132 TH_6960(r J 1058]			1346,95	46,91	21,76	0,78	21,89	23,15
812 TH_1911(r I 987]			1492,62	24,63	48,07	1,01	115,4	59,23	812 TH_1911(r J 988]			1492,62	24,63	48,07	1,01	51,58	22,25
1132 TH_133(m I 1057]			1233,17	19,69	20,19	0,29	48,6	47,56	1132 TH_133(m J 1058]			1233,17	19,69	20,19	0,29	23,92	46
1132 TH_386(m I 1057]			1296,34	28,22	21,22	0,35	51,21	67,49	1132 TH_386(m J 1058]			1296,34	28,22	21,22	0,35	21,26	30,81
812 TH_6975(r I 987]			1471,55	23,98	37,87	0,86	87,37	57,91	812 TH_6975(r J 988]			1471,55	23,98	37,87	0,86	38,42	25,28
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1116 TH_772(m I 1047]			-1307,62	-21,48	-19,67	-0,32	-48,16	-49,75	1116 TH_772(m J 1048]			-1307,62	-21,48	-19,67	-0,32	-21,38	-43,92
828 TH_600(m I 997]			-1523,97	-24,3	-26,9	-1,04	-58,08	-58,43	828 TH_600(m J 998]			-1523,97	-24,3	-26,9	-1,04	-52,89	-25,1
1116 TH_6960(r I 1047]			-1437,63	-26,15	-21,95	-0,65	-53,46	-59,82	1116 TH_6960(r J 1048]			-1437,63	-26,15	-21,95	-0,65	-22,78	-45,78
1096 TH_1911(r I 1037]			-1537,26	-38,95	-24,75	-1,48	-59,8	-93,65	1096 TH_1911(r J 1038]			-1537,26	-38,95	-24,75	-1,48	-27,05	-30,76
1148 TH_133(m I 1067]			-1393,19	-39,77	-22,68	-0,71	-54,23	-95,06	1148 TH_133(m J 1068]			-1393,19	-39,77	-22,68	-0,71	-22,1	-26,92
1148 TH_386(m I 1067]			-1318,95	-22,47	-19,98	-0,51	-48,15	-52,84	1148 TH_386(m J 1068]			-1318,95	-22,47	-19,98	-0,51	-22,76	-35,07
828 TH_6975(r I 997]			-1569,11	-24,77	-36,97	-0,85	-80,93	-59,76	828 TH_6975(r J 998]			-1569,11	-24,77	-36,97	-0,85	-31,2	-25,61

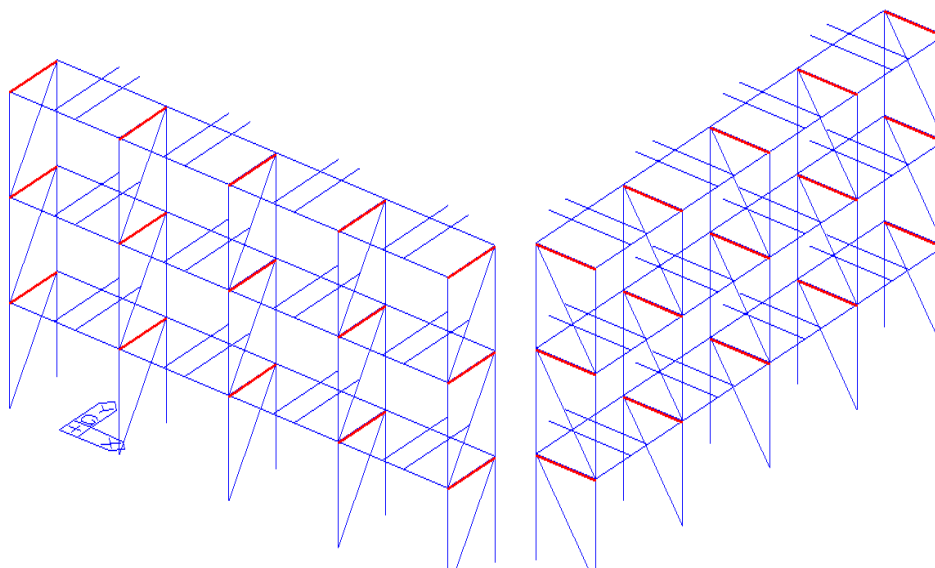
Massimi e minimi tagli:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1148 TH_772(m I 1067]			1158,07	51,91	20,65	0,54	48,48	116,3	1148 TH_772(m J 1068]			1158,07	51,91	20,65	0,54	18,08	10,5
1148 TH_600(m I 1067]			1369,79	47,2	24,32	0,82	57,06	107,79	1148 TH_600(m J 1068]			1369,79	47,2	24,32	0,82	22,95	42,99
1148 TH_6960(r I 1067]			1296,61	49,77	22,17	0,6	52,66	110,35	1148 TH_6960(r J 1068]			1296,61	49,77	22,17	0,6	21,44	14,18
1148 TH_1911(r I 1067]			1409,4	47,85	24,34	0,88	57,57	109,39	1148 TH_1911(r J 1068]			1409,4	47,85	24,34	0,88	24,35	26,35
848 TH_133(m I 1012]			712,19	25,57	20,52	2,41	57,89	58,52	848 TH_133(m J 1013]			712,19	25,57	20,52	2,41	15,43	29,5
1148 TH_386(m I 1067]			1263,15	31,24	21,96	0,41	51,9	71,13	1148 TH_386(m J 1068]			1263,15	31,24	21,96	0,41	19,99	23,54
1148 TH_6975(r I 1067]			1287,09	71,01	22,7	0,76	53,42	167,06	1148 TH_6975(r J 1068]			1287,09	71,01	22,7	0,76	21,42	50,22
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
864 TH_772(m I 1022]			-723,27	-23,54	-14,05	-2	-41,65	-54,69	864 TH_772(m J 1023]			-723,27	-23,54	-14,05	-2	-11,76	-29,3
1116 TH_600(m I 1047]			-1459,46	-50,2	-23,05	-0,59	-55,59	-114,04	1116 TH_600(m J 1048]			-1459,46	-50,2	-23,05	-0,59	-24,8	-37,49
1096 TH_6960(r I 1037]			-1417,58	-26,43	-22,12	-0,79	-53,96	-60,93	1096 TH_6960(r J 1038]			-1417,58	-26,43	-22,12	-0,79	-24,69	-31,63
1116 TH_1911(r I 1047]			-1522,87	-40,07	-24,41	-0,71	-58,66	-94,45	1116 TH_1911(r J 1048]			-1522,87	-40,07	-24,41	-0,71	-24,7	-43,97
1116 TH_133(m I 1047]			-1376,85	-44,1	-22,47	-0,53	-53,62	-100,3	1116 TH_133(m J 1048]			-1376,85	-44,1	-22,47	-0,53	-22,14	-12,28
1116 TH_386(m I 1047]			-1290,51	-28,41	-20,19	-0,57	-48,4	-59,78	1116 TH_386(m J 1048]			-1290,51	-28,41	-20,19	-0,57	-22,51	-21,7
1116 TH_6975(r I 1047]			-1328,38	-59,12	-21,2	-0,89	-50,91	-134,66	1116 TH_6975(r J 1048]			-1328,38	-59,12	-21,2	-0,89	-23,03	-64,6

Massimi e minimi momenti flettenti:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1148 TH_772(m I 1067)			1158,07	51,91	20,65	0,54	48,48	116,3	1096 TH_772(m J 1038)			1133,65	37,71	21,06	1,38	17,59	26,09
1148 TH_600(m I 1067)			1369,79	47,2	24,32	0,82	57,06	107,79	1116 TH_600(m J 1048)			1354,08	40,25	23,78	0,8	22,77	56,64
1148 TH_6960(r I 1067)			1296,61	49,77	22,17	0,6	52,66	110,35	1096 TH_6960(r J 1038)			1254,07	37,96	22,91	1,21	21,25	30,98
1148 TH_1911(r I 1067)			1409,4	47,85	24,34	0,88	57,57	109,39	1116 TH_1911(r J 1048)			1400,75	42,91	24,03	0,87	24,35	42,16
848 TH_133(m I 1012)			712,19	25,57	20,52	2,41	57,89	58,52	1116 TH_133(m J 1048)			1186,78	16,36	20,86	0,44	22,76	49,64
1148 TH_386(m I 1067)			1263,15	31,24	21,96	0,41	51,9	71,13	1116 TH_386(m J 1048)			1253,9	25,14	21,69	0,5	20,24	36,92
1148 TH_6975(r I 1067)			1287,09	71,01	22,7	0,76	53,42	167,06	1116 TH_6975(r J 1048)			1246,12	65,21	21,98	1,27	21,17	66,45
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
864 TH_772(m I 1022)			-723,27	-23,54	-14,05	-2	-41,65	-54,69	1148 TH_772(m J 1068)			-1294,65	-15,86	-19,12	-0,25	-21,84	-60,29
1116 TH_600(m I 1047)			-1459,46	-50,2	-23,05	-0,59	-55,59	-114,04	1148 TH_600(m J 1068)			-1462,37	-44,15	-23,13	-0,61	-25,63	-52,69
1096 TH_6960(r I 1037)			-1417,58	-26,43	-22,12	-0,79	-53,96	-60,93	1148 TH_6960(r J 1068)			-1427,97	-19,11	-21,82	-0,65	-22,96	-58,87
1116 TH_1911(r I 1047)			-1522,87	-40,07	-24,41	-0,71	-58,66	-94,45	1148 TH_1911(r J 1068)			-1535,94	-32,8	-24,49	-1,04	-25,19	-54,84
1116 TH_133(m I 1047)			-1376,85	-44,1	-22,47	-0,53	-53,62	-100,3	1076 TH_133(m J 1028)			-1353,5	-34,38	-21,81	-1,04	-23,2	-28,68
1116 TH_386(m I 1047)			-1290,51	-28,41	-20,19	-0,57	-48,4	-59,78	1148 TH_386(m J 1068)			-1318,95	-22,47	-19,98	-0,51	-22,76	-35,07
1116 TH_6975(r I 1047)			-1328,38	-59,12	-21,2	-0,89	-50,91	-134,66	1148 TH_6975(r J 1068)			-1368,08	-52,01	-21,64	-0,83	-23,75	-79,21

10.3.1.2 Traversi



Massimi e minimi sforzi assiali:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
836 TH_772(m I 1003)			429,55	4,18	21,54	2,77	37,24	6,87	836 TH_772(m J 998)			429,55	4,18	21,54	2,77	37,58	16,16
868 TH_600(m I 1023)			474,53	3,7	27,05	0,02	46,52	5,8	868 TH_600(m J 1018)			474,53	3,7	27,05	0,02	38,98	16,13
1140 TH_6960(r I 1063)			441,55	12,39	24,63	0,86	42,81	19,67	1140 TH_6960(r J 1058)			441,55	12,39	24,63	0,86	39,9	8,3
804 TH_1911(r I 981)			488,77	11,9	24,69	1,43	42,75	18,79	804 TH_1911(r J 980)			488,77	11,9	24,69	1,43	42,7	22,13
852 TH_133(m I 1013)			414,69	7,01	24,83	2,68	42,83	9,66	852 TH_133(m J 1008)			414,69	7,01	24,83	2,68	35,17	13,17
1156 TH_386(m I 1073)			425,12	7,7	22,76	2,03	39,41	12,48	1156 TH_386(m J 1068)			425,12	7,7	22,76	2,03	36,93	14,64
836 TH_6975(r I 1003)			486,05	10,34	27,36	3,11	47,32	16,84	836 TH_6975(r J 998)			486,05	10,34	27,36	3,11	41,92	16,37
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1140 TH_772(m I 1063)			-419,49	-4,05	-21,33	-1,47	-36,72	-6,49	1140 TH_772(m J 1058)			-419,49	-4,05	-21,33	-1,47	-36,48	-22,07
868 TH_600(m I 1023)			-468,17	-8,04	-23,89	-2,93	-42,25	-11,4	868 TH_600(m J 1018)			-468,17	-8,04	-23,89	-2,93	-45,44	-7,88
1140 TH_6960(r I 1063)			-460,01	-4,59	-23,8	-1,49	-41,01	-7,31	1140 TH_6960(r J 1058)			-460,01	-4,59	-23,8	-1,49	-40,95	-22,47
1104 TH_1911(r I 1043)			-478,41	-3,77	-24,4	-3,19	-43,1	-4,44	1104 TH_1911(r J 1038)			-478,41	-3,77	-24,4	-3,19	-46,68	-18,91
852 TH_133(m I 1013)			-433,49	-6,39	-21,47	0,47	-37,84	-8,58	852 TH_133(m J 1008)			-433,49	-6,39	-21,47	0,47	-41,6	-14,18
1140 TH_386(m I 1063)			-422,61	-7,86	-23,01	-0,79	-39,64	-12,45	1140 TH_386(m J 1058)			-422,61	-7,86	-23,01	-0,79	-36,72	-12,17
868 TH_6975(r I 1023)			-488,99	-5,03	-24,75	-3,05	-43,63	-6,07	868 TH_6975(r J 1018)			-488,99	-5,03	-24,75	-3,05	-47,12	-13,06

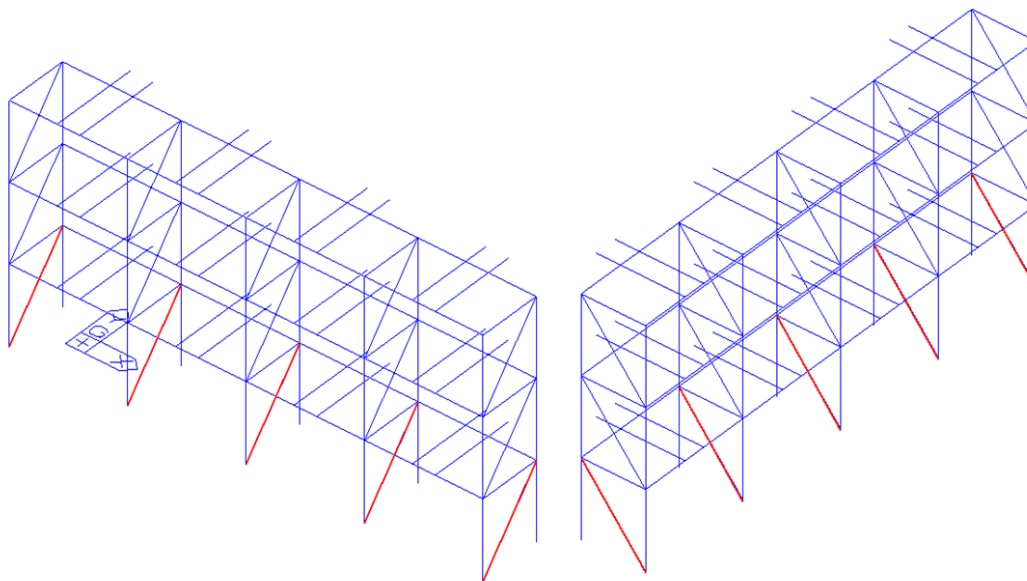
Massimi e minimi tagli:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1104 TH_772(m I 1043]			391,85	9,03	23,14	-1,3	39,69	13,8	1104 TH_772(m J 1038]			391,85	9,03	23,14	-1,3	32,65	5,51
868 TH_600(m I 1023]			474,53	3,7	27,05	0,02	46,52	5,8	868 TH_600(m J 1018]			474,53	3,7	27,05	0,02	38,98	16,13
1104 TH_6960(r I 1043]			437,18	9,47	25,44	-1,21	43,81	13,73	1104 TH_6960(r J 1038]			437,18	9,47	25,44	-1,21	36,23	6,79
1104 TH_1911(r I 1043]			478,22	9,27	27,79	-0,58	47,79	12,6	1104 TH_1911(r J 1038]			478,22	9,27	27,79	-0,58	39,84	8,82
852 TH_133(m I 1013]			414,69	7,01	24,83	2,68	42,83	9,66	852 TH_133(m J 1008]			414,69	7,01	24,83	2,68	35,17	13,17
1104 TH_386(m I 1043]			418,7	4,58	23,35	-1,02	40,15	6,52	1104 TH_386(m J 1038]			418,7	4,58	23,35	-1,02	35,46	8,57
868 TH_6975(r I 1023]			483,2	6,79	28,05	-0,66	48,24	10,1	868 TH_6975(r J 1018]			483,2	6,79	28,05	-0,66	40,5	11,03
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
820 TH_772(m I 993]			-377,22	-8,91	-23,44	-0,77	-40,37	-14,14	820 TH_772(m J 988]			-377,22	-8,91	-23,44	-0,77	-34,86	-6,44
1140 TH_600(m I 1063]			-456,5	-11,45	-25,02	-1,5	-43,11	-18,26	1140 TH_600(m J 1058]			-456,5	-11,45	-25,02	-1,5	-42,02	-17,75
1140 TH_6960(r I 1063]			-460,01	-4,59	-23,8	-1,49	-41,01	-7,31	1140 TH_6960(r J 1058]			-460,01	-4,59	-23,8	-1,49	-40,95	-22,47
820 TH_1911(r I 993]			-452,17	-10,34	-26,48	-1,73	-45,63	-16,44	820 TH_1911(r J 988]			-452,17	-10,34	-26,48	-1,73	-40,48	-21,61
1140 TH_133(m I 1063]			-424,87	-10,48	-21,93	-0,63	-37,77	-16,66	1140 TH_133(m J 1058]			-424,87	-10,48	-21,93	-0,63	-40,21	-7,52
1140 TH_386(m I 1063]			-422,61	-7,86	-23,01	-0,79	-39,64	-12,45	1140 TH_386(m J 1058]			-422,61	-7,86	-23,01	-0,79	-36,72	-12,17
820 TH_6975(r I 993]			-488,75	-9,14	-26,06	-1,26	-44,92	-14,51	820 TH_6975(r J 988]			-488,75	-9,14	-26,06	-1,26	-44,88	-15,98

Massimi e minimi momenti flettenti:

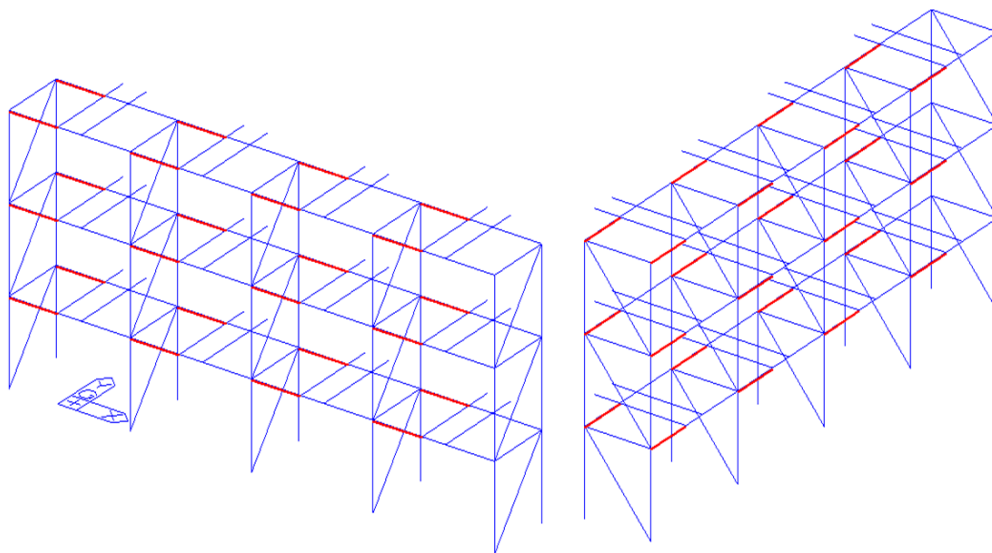
VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k	Shear-z (k	Torsion (k	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k	Shear-z (k	Torsion (k	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1104 TH_772(m I 1043]			391,85	9,03	23,14	-1,3	39,69	13,8	820 TH_772(m J 988]			424,67	3,55	20,97	1,07	39,34	16,14
868 TH_600(m I 1023]			474,53	3,7	27,05	0,02	46,52	5,8	1140 TH_600(m J 1058]			452,45	9,79	25,26	1,52	41,96	20,67
1104 TH_6960(r I 1043]			437,18	9,47	25,44	-1,21	43,81	13,73	1140 TH_6960(r J 1058]			441,55	12,39	24,63	0,86	39,9	8,3
1104 TH_1911(r I 1043]			478,22	9,27	27,79	-0,58	47,79	12,6	820 TH_1911(r J 988]			482,95	11,92	24,34	1,69	44,39	18,7
852 TH_133(m I 1013]			414,69	7,01	24,83	2,68	42,83	9,66	1140 TH_133(m J 1058]			406,66	4,14	24,15	1,36	36,8	18,96
1104 TH_386(m I 1043]			418,7	4,58	23,35	-1,02	40,15	6,52	1140 TH_386(m J 1058]			422,6	6,72	22,11	0,64	38,61	14,28
868 TH_6975(r I 1023]			483,2	6,79	28,05	-0,66	48,24	10,1	820 TH_6975(r J 988]			482,06	8,82	26,98	1,34	43,7	16,56
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k	Shear-z (k	Torsion (k	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k	Shear-z (k	Torsion (k	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
820 TH_772(m I 993]			-377,22	-8,91	-23,44	-0,77	-40,37	-14,14	1104 TH_772(m J 1038]			-410,57	-2,62	-20,04	-3,46	-38,99	-16,9
1140 TH_600(m I 1063]			-456,5	-11,45	-25,02	-1,5	-43,11	-18,26	868 TH_600(m J 1018]			-468,17	-8,04	-23,89	-2,93	-45,44	-7,88
1140 TH_6960(r I 1063]			-460,01	-4,59	-23,8	-1,49	-41,01	-7,31	1104 TH_6960(r J 1038]			-446,65	-2,86	-22,2	-3,25	-42,7	-18,46
820 TH_1911(r I 993]			-452,17	-10,34	-26,48	-1,73	-45,63	-16,44	1104 TH_1911(r J 1038]			-478,41	-3,77	-24,4	-3,19	-46,68	-18,91
852 TH_133(m I 1013]			-433,49	-6,39	-21,47	0,47	-37,84	-8,58	1104 TH_133(m J 1038]			-414,18	-5,57	-20,92	-3,08	-41,62	-5,67
1140 TH_386(m I 1063]			-422,61	-7,86	-23,01	-0,79	-39,64	-12,45	1104 TH_386(m J 1038]			-414,59	-4,48	-21,66	-2,94	-39,24	-9,12
820 TH_6975(r I 993]			-488,75	-9,14	-26,06	-1,26	-44,92	-14,51	868 TH_6975(r J 1018]			-488,99	-5,03	-24,75	-3,05	-47,12	-13,06

10.3.1.3 Diagonali



Massimi e minimi sforzi assiali:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i					VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j				
Elem	Load	Force-I (kl	Force-J (kN)		Elem	Load	Force-I (kl	Force-J (kN)	
1441	TH_772(m	803,0265	803,0265		1441	TH_772(m	803,0265	803,0265	
1429	TH_600(m	977,4011	977,4011		1429	TH_600(m	977,4011	977,4011	
1450	TH_6960(r	915,0735	915,0735		1450	TH_6960(r	915,0735	915,0735	
1450	TH_1911(r	1015,967	1015,967		1450	TH_1911(r	1015,967	1015,967	
1444	TH_133(m	913,9199	913,9199		1444	TH_133(m	913,9199	913,9199	
1450	TH_386(m	814,2098	814,2098		1450	TH_386(m	814,2098	814,2098	
1435	TH_6975(r	1004,905	1004,905		1435	TH_6975(r	1004,905	1004,905	
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i					VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j				
Elem	Load	Force-I (kl	Force-J (kN)		Elem	Load	Force-I (kl	Force-J (kN)	
1432	TH_772(m	-911,285	-911,285		1432	TH_772(m	-911,285	-911,285	
1450	TH_600(m	-990,664	-990,664		1450	TH_600(m	-990,664	-990,664	
1450	TH_6960(r	-902,767	-902,767		1450	TH_6960(r	-902,767	-902,767	
1426	TH_1911(r	-1023,54	-1023,54		1426	TH_1911(r	-1023,54	-1023,54	
1423	TH_133(m	-874,288	-874,288		1423	TH_133(m	-874,288	-874,288	
1447	TH_386(m	-884,496	-884,496		1447	TH_386(m	-884,496	-884,496	
1432	TH_6975(r	-999,04	-999,04		1432	TH_6975(r	-999,04	-999,04	

10.3.1.4 Controventi orizzontali

Massimi e minimi sforzi assiali:

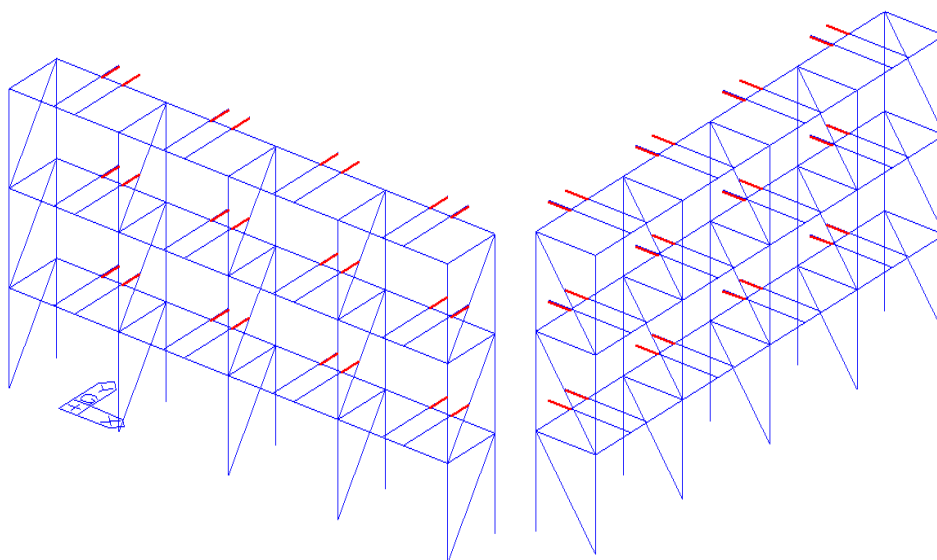
VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i								VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1489	TH_772(m	I[1008]	36,3	10,97	-11,82	-3,46	-4,01	10,68	1489	TH_772(m	J[1175]	36,3	10,97	-11,82	-3,46	35,75	8,5
1489	TH_600(m	I[1008]	49,17	16,83	1,12	-2,27	27,44	16,28	1489	TH_600(m	J[1175]	49,17	16,83	1,12	-2,27	37,22	13,52
1489	TH_6960(r	I[1008]	25,2	10,82	-4,09	-2,15	10,38	11,42	1489	TH_6960(r	J[1175]	25,2	10,82	-4,09	-2,15	34,12	10,09
1489	TH_1911(r	I[1008]	39,28	16,21	5,47	-0,48	32,07	16,42	1489	TH_1911(r	J[1175]	39,28	16,21	5,47	-0,48	37,5	24,41
1493	TH_133(m	I[1028]	38,86	15,66	-0,9	-1,93	17,47	15,99	1493	TH_133(m	J[1192]	38,86	15,66	-0,9	-1,93	38,24	7,57
1493	TH_386(m	I[1028]	33,74	11,39	-11,4	-3,43	-7,54	11,46	1493	TH_386(m	J[1192]	33,74	11,39	-11,4	-3,43	35,94	9,3
1493	TH_6975(r	I[1028]	49,19	15,45	-5,1	-3,25	18,55	15,31	1493	TH_6975(r	J[1192]	49,19	15,45	-5,1	-3,25	37,58	25,16
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i								VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j									
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1495	TH_772(m	I[1058]	-42,74	-14,03	-13,62	-1,32	-37,97	-11,93	1495	TH_772(m	J[1196]	-42,74	-14,03	-13,62	-1,32	-3,65	-3,26
1496	TH_600(m	I[1068]	-35,81	-13,97	-25,99	-8,84	-57,14	-13,42	1496	TH_600(m	J[1198]	-35,81	-13,97	-25,99	-8,84	5,41	-8,98
1496	TH_6960(r	I[1068]	-46,88	-16,54	-22,73	-8,11	-49,92	-15,21	1496	TH_6960(r	J[1198]	-46,88	-16,54	-22,73	-8,11	5,23	-3,39
1496	TH_1911(r	I[1068]	-51,24	-15,12	-23,21	-8,6	-49,97	-13,24	1496	TH_1911(r	J[1198]	-51,24	-15,12	-23,21	-8,6	2,21	-4,91
1490	TH_133(m	I[980]	-33,18	-13,51	-12,21	-1,28	-33,92	-11,51	1490	TH_133(m	J[1173]	-33,18	-13,51	-12,21	-1,28	-3,73	-8,23
1495	TH_386(m	I[1058]	-25,59	-7,96	-9,75	-1,4	-25,96	-7,7	1495	TH_386(m	J[1196]	-25,59	-7,96	-9,75	-1,4	-1,89	-6,48
1496	TH_6975(r	I[1068]	-61,93	-23,47	-28,65	-7,85	-72,21	-22,33	1496	TH_6975(r	J[1198]	-61,93	-23,47	-28,65	-7,85	-0,18	-10,06

Massimi e minimi tagli:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1579 TH_772(m I[1117])			17,77	10,4	41,08	13,73	38,8	17,01	1579 TH_772(m J[1018])			17,77	10,4	41,08	13,73	-1,94	4,99
1535 TH_600(m I[1098])			11,79	10,12	46,7	15,9	42,94	16,01	1535 TH_600(m J[1039])			11,79	10,12	46,7	15,9	5,6	10,04
1535 TH_6960(r I[1098])			13,23	6,45	42,37	14,68	42,45	9,94	1535 TH_6960(r J[1039])			13,23	6,45	42,37	14,68	1,82	11,89
1575 TH_1911(r I[1114])			44,11	9,21	46,1	14,97	38,15	14,85	1575 TH_1911(r J[1038])			44,11	9,21	46,1	14,97	22,59	18,3
1575 TH_133(m I[1114])			19,91	10,57	43,73	14	39,36	17,88	1575 TH_133(m J[1038])			19,91	10,57	43,73	14	-7,78	5,72
1579 TH_386(m I[1117])			20,29	7,67	41,14	13,35	39,57	12,29	1579 TH_386(m J[1018])			20,29	7,67	41,14	13,35	-10,29	5,85
1575 TH_6975(r I[1114])			62,8	16,02	44,85	13,79	40,08	26,36	1575 TH_6975(r J[1038])			62,8	16,02	44,85	13,79	40,96	24,63
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1576 TH_772(m I[1115])			-2,98	-8,51	-12,12	-0,51	-6,81	-10,23	1576 TH_772(m J[1043])			-2,98	-8,51	-12,12	-0,51	-15,45	-2,38
1576 TH_600(m I[1115])			-7,46	-6,96	-11,99	-1	-10,78	-8,33	1576 TH_600(m J[1043])			-7,46	-6,96	-11,99	-1	-30,67	-5,96
1576 TH_6960(r I[1115])			-3,16	-7,9	-10,71	-0,91	-8,59	-9,5	1576 TH_6960(r J[1043])			-3,16	-7,9	-10,71	-0,91	-18,35	-2,5
1567 TH_1911(r I[1109])			-4,74	-6,63	-11,23	-0,33	-6,63	-8,27	1567 TH_1911(r J[1053])			-4,74	-6,63	-11,23	-0,33	-30,33	-6,67
1578 TH_133(m I[1116])			-5,77	-6,25	-10,62	-0,64	-8,45	-7,57	1578 TH_133(m J[1023])			-5,77	-6,25	-10,62	-0,64	-22,09	-4,99
1576 TH_386(m I[1115])			-3,79	-4,4	-8,7	-0,7	-6,74	-5,37	1576 TH_386(m J[1043])			-3,79	-4,4	-8,7	-0,7	-14,62	-4,49
1567 TH_6975(r I[1109])			-7,65	-11,71	-18,23	-0,51	-7,76	-14,54	1567 TH_6975(r J[1053])			-7,65	-11,71	-18,23	-0,51	-38,4	-8,79

Massimi e minimi momenti flettenti:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1485 TH_772(m I[1013])			3,7	5,63	9,43	0,63	26,55	7,43	1481 TH_772(m J[1184])			4,16	4,22	-9,89	-3,8	42,57	10,59
1488 TH_600(m I[1003])			3,34	11,98	13,92	0,55	40,3	15,64	1481 TH_600(m J[1184])			15,68	10,2	-10,5	-2,99	43,9	10,92
1485 TH_6960(r I[1013])			3,41	4,52	9,21	0,88	26,6	6,27	1481 TH_6960(r J[1184])			3,48	4,93	-11,28	-2,88	41,94	10,54
1488 TH_1911(r I[1003])			5,41	6,91	13,63	0,31	39,38	8,81	1481 TH_1911(r J[1184])			9,34	7,41	-13,74	-3,38	43,72	13,71
1497 TH_133(m I[1033])			4,06	6,64	10,85	0,87	30,8	8,94	1481 TH_133(m J[1184])			11,77	9,68	-4,08	-1,97	40,33	7,51
1485 TH_386(m I[1013])			3,39	5,14	9,63	0,59	28,62	6,93	1481 TH_386(m J[1184])			5,46	4,54	-10,65	-2,97	39,78	8,28
1497 TH_6975(r I[1033])			6,41	8,52	13,92	0,68	42,1	11,29	1465 TH_6975(r J[1167])			7,63	6,9	-7,2	-1,92	40,53	8,66
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1493 TH_772(m I[1028])			-31,51	-12,14	-39,12	-13,64	-72,99	-11,06	1497 TH_772(m J[1193])			-7,87	-3,67	-8,02	-3,09	-10,58	-2,93
1493 TH_600(m I[1028])			-25,1	-9,48	-39,14	-12,41	-72,05	-8,84	1497 TH_600(m J[1193])			-7,03	-3,63	-7,99	-3,08	-10,38	-8,79
1465 TH_6960(r I[1009])			-14,72	-5,64	-38,67	-12,92	-63,19	-6,28	1497 TH_6960(r J[1193])			-7,42	-4,64	-7,37	-3,15	-9,29	-4,16
1489 TH_1911(r I[1008])			-31,08	-14,96	-41,69	-14,31	-74,56	-13,37	1485 TH_1911(r J[1174])			-6,91	-2,32	-6,34	-3,5	-9,83	-7,79
1489 TH_133(m I[1008])			-29,51	-14,06	-39,53	-12,57	-70,06	-13,01	1485 TH_133(m J[1174])			-5,37	-4,21	-6,28	-3,01	-9,4	-5,79
1481 TH_386(m I[1029])			-16,28	-5,89	-39,57	-13,58	-61,94	-6,6	1497 TH_386(m J[1193])			-5,07	-2,5	-4,81	-3,06	-7,72	-6,36
1493 TH_6975(r I[1028])			-45,1	-15,08	-42,47	-13,54	-89,9	-12,98	1497 TH_6975(r J[1193])			-11,59	-4,87	-14,2	-3,09	-14,7	-10,23

10.3.1.5 Elementi di collegamento orizzontali

Massimi e minimi sforzi assiali:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1744	TH_772(m I[1178])		0,21	12,37	-0,27	0	-0,29	16,08	1744	TH_772(m J[1241])		0,21	12,37	-0,27	0	0,06	0
1724	TH_600(m I[1153])		0,36	10,14	-0,18	0	-0,17	13,18	1724	TH_600(m J[1221])		0,36	10,14	-0,18	0	0,06	0
1745	TH_6960(r I[1078])		0,35	0,11	-0,19	0	-0,18	0,15	1745	TH_6960(r J[1239])		0,35	0,11	-0,19	0	0,06	0
1748	TH_1911(r I[1182])		0,35	14,83	-0,18	0	-0,16	19,28	1748	TH_1911(r J[1243])		0,35	14,83	-0,18	0	0,06	0
1720	TH_133(m I[1157])		0,24	12,63	-0,25	0	-0,26	16,42	1720	TH_133(m J[1214])		0,24	12,63	-0,25	0	0,06	0
1744	TH_386(m I[1178])		0,24	17,21	-0,28	0	-0,3	22,37	1744	TH_386(m J[1241])		0,24	17,21	-0,28	0	0,06	0
1721	TH_6975(r I[1089])		0,44	0,1	-0,18	0	-0,17	0,13	1721	TH_6975(r J[1215])		0,44	0,1	-0,18	0	0,06	0
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1724	TH_772(m I[1153])		-0,23	-0,08	-0,52	0	-0,61	-0,1	1724	TH_772(m J[1221])		-0,23	-0,08	-0,52	0	0,06	0
1723	TH_600(m I[1087])		-0,35	-11,99	-0,51	0	-0,59	-15,58	1723	TH_600(m J[1219])		-0,35	-11,99	-0,51	0	0,06	0
1744	TH_6960(r I[1178])		-0,31	-0,11	-0,51	0	-0,6	-0,15	1744	TH_6960(r J[1241])		-0,31	-0,11	-0,51	0	0,06	0
1712	TH_1911(r I[1159])		-0,47	-0,11	-0,5	0	-0,58	-0,14	1712	TH_1911(r J[1210])		-0,47	-0,11	-0,5	0	0,06	0
1748	TH_133(m I[1182])		-0,21	-0,1	-0,5	0	-0,58	-0,13	1748	TH_133(m J[1243])		-0,21	-0,1	-0,5	0	0,06	0
1742	TH_386(m I[1176])		-0,24	-0,11	-0,54	0	-0,64	-0,14	1742	TH_386(m J[1246])		-0,24	-0,11	-0,54	0	0,06	0
1725	TH_6975(r I[1085])		-0,44	-12,78	-0,54	0	-0,63	-16,61	1725	TH_6975(r J[1223])		-0,44	-12,78	-0,54	0	0,06	0

Massimi e minimi tagli:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1730	TH_772(m I[1196])		0,11	44,65	-0,28	0	-0,3	58,04	1730	TH_772(m J[1230])		0,11	44,65	-0,28	0	0,06	0
1730	TH_600(m I[1196])		0,11	36,1	-0,25	0	-0,26	46,93	1730	TH_600(m J[1230])		0,11	36,1	-0,25	0	0,06	0
1730	TH_6960(r I[1196])		0,1	46,18	-0,25	0	-0,26	60,04	1730	TH_6960(r J[1230])		0,1	46,18	-0,25	0	0,06	0
1704	TH_1911(r I[1173])		0,1	47,41	-0,25	0	-0,27	61,64	1704	TH_1911(r J[1202])		0,1	47,41	-0,25	0	0,06	0
1704	TH_133(m I[1173])		0,09	42,57	-0,26	0	-0,27	55,34	1704	TH_133(m J[1202])		0,09	42,57	-0,26	0	0,06	0
1730	TH_386(m I[1196])		0,15	23,92	-0,27	0	-0,28	31,1	1730	TH_386(m J[1230])		0,15	23,92	-0,27	0	0,06	0
1732	TH_6975(r I[1198])		0,1	60,74	-0,26	0	-0,28	78,96	1732	TH_6975(r J[1231])		0,1	60,74	-0,26	0	0,06	0
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1707	TH_772(m I[1119])		-0,12	-36	-0,91	0	-1,12	-46,79	1707	TH_772(m J[1205])		-0,12	-36	-0,91	0	0,06	0
1707	TH_600(m I[1119])		-0,12	-52,2	-1,18	0	-1,47	-67,86	1707	TH_600(m J[1205])		-0,12	-52,2	-1,18	0	0,06	0
1702	TH_6960(r I[1175])		0	-23,25	-37,61	0	-48,9	-30,23	1702	TH_6960(r J[1200])		0	-23,25	-37,61	0	0	0
1702	TH_1911(r I[1175])		0	-37,66	-42,74	0	-55,56	-48,96	1702	TH_1911(r J[1200])		0	-37,66	-42,74	0	0	0
1731	TH_133(m I[1112])		-0,09	-39,32	-0,99	0	-1,23	-51,12	1731	TH_133(m J[1226])		-0,09	-39,32	-0,99	0	0,06	0
1731	TH_386(m I[1112])		-0,09	-32,4	-0,84	0	-1,03	-42,12	1731	TH_386(m J[1226])		-0,09	-32,4	-0,84	0	0,06	0
1733	TH_6975(r I[1114])		0	-52,23	-42,29	0	-54,97	-67,89	1733	TH_6975(r J[1227])		0	-52,23	-42,29	0	0	0

Massimi e minimi momenti flettenti:

VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI POSITIVI MASSIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1730	TH_772(m I[1196])		0,11	44,65	-0,28	0	-0,3	58,04									
1730	TH_600(m I[1196])		0,11	36,1	-0,25	0	-0,26	46,93									
1730	TH_6960(r I[1196])		0,1	46,18	-0,25	0	-0,26	60,04									
1704	TH_1911(r I[1173])		0,1	47,41	-0,25	0	-0,27	61,64									
1704	TH_133(m I[1173])		0,09	42,57	-0,26	0	-0,27	55,34									
1730	TH_386(m I[1196])		0,15	23,92	-0,27	0	-0,28	31,1									
1732	TH_6975(r I[1198])		0,1	60,74	-0,26	0	-0,28	78,96									
VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO i									VALORI NEGATIVI MINIMI IN VALORE ASSOLUTO: ESTREMO j								
Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (k)	Shear-z (k)	Torsion (k)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1707	TH_772(m I[1119])		-0,12	-36	-0,91	0	-1,12	-46,79									
1707	TH_600(m I[1119])		-0,12	-52,2	-1,18	0	-1,47	-67,86									
1702	TH_6960(r I[1175])		0	-23,25	-37,61	0	-48,9	-30,23									
1702	TH_1911(r I[1175])		0	-37,66	-42,74	0	-55,56	-48,96									
1731	TH_133(m I[1112])		-0,09	-39,32	-0,99	0	-1,23	-51,12									
1731	TH_386(m I[1112])		-0,09	-32,4	-0,84	0	-1,03	-42,12									
1733	TH_6975(r I[1114])		0	-52,23	-42,29	0	-54,97	-67,89									

10.3.2 Verifica elementi strutturali

Il programma Midas ha verificato tutte le aste dimostrandone il corretto funzionamento.

A titolo di completezza, con le azioni determinate nel precedente capitolo, si riportano le verifiche (effettuate con foglio Excel ampiamente testato) degli elementi principali nelle condizioni più gravose.

10.3.2.1 Piedritti

Tubolare 300x300x10 L=304 cm

E = 21000 [kN/cm²]
G = 8077 [kN/cm²]

$\alpha(y) = 0,21$ $\alpha(z) = 0,21$
 $\beta_A = 1,0$
 $\varepsilon = 0,8 \rightarrow \lambda_1 = 76,4$

Resistenza delle sezioni: $\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità: $\gamma_{M1} = 1,05$
 $f_{yk} = f_y = 355$ MPa

Prospetto 5.5.1 - E.C.3 - Coefficienti di imperfezione

Curva instabilità	a	b	c	d
Coefficiente α	0,21	0,34	0,49	0,76

A = 113,00 [cm²]
L_{0y} = 304 cm
L_{0z} = 304 cm

Lunghezza tronchi trave tra ritegni torsionali: L_{0 tors z} = 304 [cm] ≤ L_{0z}

i_y = 11,70 cm → J_y = 15468,57 [cm⁴]
i_z = 11,70 cm → J_z = 15468,57 [cm⁴]

$\lambda_y = 25,98$ Momento di inerzia torsionale: J_t = 24966 [cm⁴]
 $\lambda_z = 25,98$ Costante di ingobbamento: J_w = 3200000 [cm⁶]

N_{CR,y} = 34691,42 kN
N_{CR,z} = 34691,42 kN

Modulo res. plastico y-y: 1211,00 [cm³]
Modulo res. elastico y-y: 1211,00 [cm³]

Resistenza delle sezioni: $\gamma_{M0} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)
Resistenza all'instabilità: $\gamma_{M1} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)

Modulo res. plastico z-z: 1035,00 [cm³]
Modulo res. elastico z-z: 1035,00 [cm³]

$\chi_y = 0,97$ (calcolati: foglio precedente)
 $\chi_z = 0,97$ (calcolati: foglio precedente) $\chi_{min} = 0,97$
A = 113,00 [cm²] (calcolati: foglio precedente)
f_{yk} = 35,5 [kN/cm²] (calcolati: foglio precedente)

Lambda y (segnato) = 0,3400 (calcolati: foglio precedente)
Lambda z (segnato) = 0,3400 (calcolati: foglio precedente)

M_{cy,Rd1} = 409,43 kNm
M_{cz,Rd1} = 349,93 kNm

N_{Sd} [kN] = 1569,11
 $\beta_{My,\psi} = 1,3$ (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3)
 $\beta_{Mz,\psi} = 1,3$ (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3)

$\mu_y = -0,476$
k_y = 1,192
 $\mu_z = -0,476$
k_z = 1,192

Pressione e compressione assiale (Classe 1 - 2) - E.C.3 - par. 5.5.4.(1)

N _{Sd} [kN]	M _{Sd,y} [kNm]	M _{Sd,z} [kNm]	
1569,11	1,192 • 80,93	1,192 • 59,76	
3698,01	409,43	349,93	=
↓	↓	↓	
0,424	0,236	0,204	= 0,864 < 1

$\lambda_{LT} = 0,119 \leq 0,4 \rightarrow$ NON E' NECESSARIO VERIFICARE ALL'INSTABILITA' FLESSOTORSIONALE

10.3.2.2 Traversi

Tubolare 300x300x10 L=310 cm

E = 21000 [kN/cm²]
G = 8077 [kN/cm²]

$\alpha(y) = 0,21$ $\alpha(z) = 0,21$
 $\beta_A = 1,0$
 $\varepsilon = 0,8 \rightarrow \lambda_1 = 76,4$

Resistenza delle sezioni: $\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità: $\gamma_{M1} = 1,05$

 $f_{yk} = f_y = 355$ MPa

Prospetto 5.5.1 - E.C.3 - Coefficienti di imperfezione

Curva instabilità	a	b	c	d
Coefficiente α	0,21	0,34	0,49	0,76

A = 113,00 [cm²]
L_{0y} = 310 cm
L_{0z} = 310 cm

Lunghezza tronchi trave tra ritegni torsionali: L_{0 tors z} = 310 [cm] ≤ L_{0z}

i_y = 11,70 cm → J_y = 15468,57 [cm⁴]
i_z = 11,70 cm → J_z = 15468,57 [cm⁴]

$\lambda_y = 26,50$
 $\lambda_z = 26,50$

Momento di inerzia torsionale: J_t = 24966 [cm⁴]
Costante di ingobbamento: J_w = 3200000 [cm⁶]

N_{CR,y} = 33361,52 kN
N_{CR,z} = 33361,52 kN

Modulo res. plastico y-y: 1211,00 [cm³]
Modulo res. elastico y-y: 1211,00 [cm³]

Modulo res. plastico z-z: 1035,00 [cm³]
Modulo res. elastico z-z: 1035,00 [cm³]

Resistenza delle sezioni: $\gamma_{M0} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)
Resistenza all'instabilità: $\gamma_{M1} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)

$\chi_y = 0,97$ (calcolati: foglio precedente)
 $\chi_z = 0,97$ (calcolati: foglio precedente) $\chi_{\min} = 0,97$
A = 113,00 [cm²] (calcolati: foglio precedente)
f_{yk} = 35,5 [kN/cm²] (calcolati: foglio precedente)

Lambda y (segnato) = 0,3468 (calcolati: foglio precedente)
Lambda z (segnato) = 0,3468 (calcolati: foglio precedente)

M_{cy,Rd1} = 409,43 kNm
M_{cz,Rd1} = 349,93 kNm

N_{Sd} [kN] = 488,99 kN
 $\beta_{My,\psi} = 1,3$ (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3)
 $\beta_{Mz,\psi} = 1,3$ (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3)

$\mu_y = -0,485$
 $\mu_z = -0,485$
 $\mu_x = 1,061$
 $\mu_z = 1,061$

Pressione e compressione assiale (Classe 1 - 2) - E.C.3 - par. 5.5.4.(1)

N _{Sd} [kN]	M _{Sd,y} [kNm]	M _{Sd,z} [kNm]	
488,99	1,061 • 47,12	1,061 • 13,06	
3691,74	409,43	349,93	=
↓	↓	↓	
0,132	0,122	0,040	= 0,294 < 1

$\lambda_{LT} = 0,120 \leq 0,4 \rightarrow$ NON E' NECESSARIO VERIFICARE ALL'INSTABILITA' FLESSOTORSIONALE

10.3.2.3 Diagonali

Doppio CNP 260 L=390 cm

Si considera il singolo profilo soggetto alla metà dello sforzo assiale; dal momento che con la lunghezza libera di inflessione intera la verifica non risulterebbe soddisfatta **si deve prevedere una calastrellatura intermedia**; considerandone a favore di sicurezza solo uno intermedio (quindi con $\lambda=195$) si ha:

$$E = 21000 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

$$G = 8077 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

$$\alpha(y) = 0,49 \quad \alpha(z) = 0,49$$

$$\beta_A = 1,0$$

$$\varepsilon = 0,8 \rightarrow \lambda_1 = 76,4$$

Resistenza delle sezioni:
Resistenza all'instabilità:

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

$$f_{yk} = f_y = 355 \text{ MPa}$$

Prospetto 5.5.1 - E.C.3 - Coefficienti di imperfezione

Curva instabilità	a	b	c	d
Coefficiente α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$A = 37,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$L_{0y} = 195 \text{ cm}$$

$$L_{0z} = 195 \text{ cm}$$

Lunghezza tronchi trave tra ritegni torsionali: $L_{0 \text{ tors } z} = 195 \text{ [cm]} \leq L_{0z}$

$$i_y = 9,99 \text{ cm} \rightarrow J_y = 3782,42 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$i_z = 2,56 \text{ cm} \rightarrow J_z = 248,38 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\lambda_y = 19,52$$

$$\lambda_z = 76,17$$

Momento di inerzia torsionale: $J_t = 25,5 \text{ [cm}^4\text{]}$

Costante di ingobbamento: $J_w = 33300 \text{ [cm}^6\text{]}$

$$N_{CR,y} = 20616,74 \text{ kN}$$

$$N_{CR,z} = 1353,85 \text{ kN}$$

Modulo res. plastico y-y: $442,00 \text{ [cm}^3\text{]}$

Modulo res. elastico y-y: $47,70 \text{ [cm}^3\text{]}$

Resistenza delle sezioni: $\gamma_{M0} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)

Resistenza all'instabilità: $\gamma_{M1} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)

Modulo res. plastico z-z: $371,00 \text{ [cm}^3\text{]}$

Modulo res. elastico z-z: $31,70 \text{ [cm}^3\text{]}$

$$\chi_y = 0,97 \quad (\text{calcolati: foglio precedente})$$

$$\chi_z = 0,54 \quad (\text{calcolati: foglio precedente}) \quad \chi_{\min} = 0,54$$

$$A = 37,90 \text{ [cm}^2\text{]} \quad (\text{calcolati: foglio precedente})$$

$$f_{yk} = 35,5 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad (\text{calcolati: foglio precedente})$$

Lambda y (segnato) = 0,2555 (calcolati: foglio precedente)

Lambda z (segnato) = 0,9969 (calcolati: foglio precedente)

$$M_{cy,Rd1} = 149,44 \text{ kNm}$$

$$M_{cz,Rd1} = 125,43 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} \text{ [kN]} = 511,77 \text{ kN}$$

$$\beta_{My,\psi} = 1,3 \quad (\text{coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3})$$

$$\beta_{Mz,\psi} = 1,3 \quad (\text{coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3})$$

$$\mu_y = 0,900$$

$$k_y = 0,648$$

$$\mu_z = 0,900$$

$$k_z = 0,368$$

$$\lambda_{LT} = 0,778 > 0,4 \rightarrow \text{E' NECESSARIO TENERE CONTO DELL'INSTABILITA' FLESSOTORSIONALE}$$

INSTABILITA' FLESSOTORSIONALE (per M_y attorno y-y)

$$\mu_{LT} = 0,044$$

$$k_{LT} = 0,969 \quad (\text{calcolato facendo riferimento al valore } \beta_{M,LT} \text{ relativo all'andamento } M_y)$$

$$N_{Bz,Rd} = 694,18 \text{ kN} \quad (\text{calcolato: foglio precedente})$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \quad (0,21 \text{ sezioni laminate; } 0,49 \text{ sezioni saldate})$$

Lunghezza tronchi trave tra ritegni torsionali: $L_{0 \text{ tors } z} = 195 \text{ cm}$ (calcolato: foglio precedente)

$$y_{Rd1} \gamma_{M0} = 156,9 \text{ kNm}$$

$$M_{CR} = 259,3 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = 0,778$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,944$$

$$\chi_{LT} = 0,676$$

$$M_{b,Rd} = 101,02 \text{ kNm}$$

$$M_{cz,Rd1} = 125,43 \text{ kNm}$$

Pressione e compressione assiale (Classe 1 - 2) - E.C.3 - par. 5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd} \text{ [kN]}}{694,18} + \frac{0,648 \cdot \frac{M_{Sd,y} \text{ [kNm]}}{149,44}}{0,000} + \frac{0,368 \cdot \frac{M_{Sd,z} \text{ [kNm]}}{125,43}}{0,000} = 0,737 < 1$$

Res. instabilità flessotors. (compr-fless) (Classe 1 - 2) - E.C.3 - par. 5.5.4.(2)

$$\frac{N_{Sd} \text{ [kN]}}{694,18} + \frac{0,969 \cdot \frac{M_{Sd,y} \text{ [kNm]}}{101,02}}{0,000} + \frac{0,368 \cdot \frac{M_{Sd,z} \text{ [kNm]}}{125,43}}{0,000} = 0,737 < 1$$

10.3.2.4 Correnti orizzontali

Tubolare 250x250x6 L=240 cm

E = 21000 [kN/cm²]
G = 8077 [kN/cm²]

$\alpha(y) = 0,21$ $\alpha(z) = 0,21$
 $\beta_A = 1,0$
 $\varepsilon = 0,8 \rightarrow \lambda_1 = 76,4$

Resistenza delle sezioni:

 $\gamma_{M0} = 1,05$

Resistenza all'instabilità:

 $\gamma_{M1} = 1,05$ $f_{yk} = f_y = 355$ MPa

Prospetto 5.5.1 - E.C.3 - Coefficienti di imperfezione

Curva instabilità	a	b	c	d
Coefficiente α	0,21	0,34	0,49	0,76

A = 57,60 [cm²]
L_{0y} = 240 cm
L_{0z} = 240 cm

Lunghezza tronchi trave tra ritegni torsionali: L_{0 tors z} = 240 [cm] ≤ L_{0z}

i_y = 9,92 cm → J_y = 5668,21 [cm⁴]
i_z = 9,92 cm → J_z = 5668,21 [cm⁴]

$\lambda_y = 24,19$
 $\lambda_z = 24,19$

Momento di inerzia torsionale:

J_t = 8842 [cm⁴]

Costante di ingobbamento:

J_w = 844200 [cm⁶]

N_{CR,y} = 20395,88 kN
N_{CR,z} = 20395,88 kN

Modulo res. plastico y-y = 524,00 [cm³]
Modulo res. elastico y-y = 524,00 [cm³]

Resistenza delle sezioni:

 $\gamma_{M0} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)

Resistenza all'instabilità:

 $\gamma_{M1} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)

Modulo res. plastico z-z = 454,00 [cm³]
Modulo res. elastico z-z = 454,00 [cm³]

$\chi_y = 0,97$ (calcolati: foglio precedente)
 $\chi_z = 0,97$ (calcolati: foglio precedente)
A = 57,60 [cm²] (calcolati: foglio precedente)
f_{yk} = 35,5 [kN/cm²] (calcolati: foglio precedente)

 $\chi_{\min} = 0,97$

Lambda y (segnato) = 0,3166 (calcolati: foglio precedente)
Lambda z (segnato) = 0,3166 (calcolati: foglio precedente)

M_{cy,Rd1} = 177,16 kNm
M_{cz,Rd1} = 153,50 kNm

N_{Sd} [kN] = 35,60 kN $\beta_{My,\psi} = 1,3$ (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3) $\beta_{Mz,\psi} = 1,3$ (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3)

$\mu_y = -0,443$
k_y = 1,008
 $\mu_z = -0,443$
k_z = 1,008

Pressione e compressione assiale (Classe 1 - 2) - E.C.3 - par. 5.5.4.(1)

N _{Sd} [kN]	M _{Sd,y} [kNm]	M _{Sd,z} [kNm]
35,60	1,008 • 85,57	1,008 • 14,08
1895,97	177,16	153,50
↓	↓	↓
0,019	0,487	0,092
+ + + = 0,598 < 1		

 $\lambda_{LT} = 0,115 \leq 0,4$ 

NON E' NECESSARIO VERIFICARE ALL'INSTABILITA' FLESSOTORSIONALE

10.3.2.5 Elementi di collegamento orizzontali

Tubolare 250x200x8 L=240 cm

E = 21000 [kN/cm²]
G = 8077 [kN/cm²]

$\alpha(y) = 0,21$ $\alpha(z) = 0,21$
 $\beta_A = 1,0$
 $\varepsilon = 0,8 \rightarrow \lambda_1 = 76,4$

Resistenza delle sezioni:

 $\gamma_{M0} = 1,05$

Resistenza all'instabilità:

 $\gamma_{M1} = 1,05$ $f_{yk} = f_y = 355$ MPa

Prospetto 5.5.1 - E.C.3 - Coefficienti di imperfezione

Curva instabilità	a	b	c	d
Coefficiente α	0,21	0,34	0,49	0,76

A = 67,20 [cm²]
L_{0y} = 310 cm
L_{0z} = 310 cm

Lunghezza tronchi trave tra ritegni torsionali: L_{0 tors z} = 310 [cm] ≤ L_{0z}

i_y = 9,49 cm J_y = 6052,04 [cm⁴]
i_z = 8,00 cm J_z = 4300,80 [cm⁴]

$\lambda_y = 32,67$
 $\lambda_z = 38,75$

Momento di inerzia torsionale:

J_t = 8150 [cm⁴]

Costante di ingobbamento:

J_w = 3200000 [cm⁶]N_{CR,y} = 13052,61 kNN_{CR,z} = 9275,66 kN

$\lambda_y = 0,428 \rightarrow \phi_y = 0,615 \rightarrow \chi_y = 0,9454 \rightarrow N_{b,Rdy} = 2147,94$ kN

$\lambda_z = 0,507 \rightarrow \phi_z = 0,661 \rightarrow \chi_z = 0,9220 \rightarrow N_{b,Rdz} = 2094,88$ kN $N_{b,Rd,min} = 2094,88$ kN

Modulo res. plastico y-y: 579,00 [cm³]Modulo res. elastico y-y: 485,00 [cm³]

Resistenza delle sezioni:

 $\gamma_{M0} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)

Resistenza all'instabilità:

 $\gamma_{M1} = 1,05$ (calcolati: foglio precedente)Modulo res. plastico z-z: 498,00 [cm³]Modulo res. elastico z-z: 430,00 [cm³]

$\chi_y = 0,95$ (calcolati: foglio precedente)
 $\chi_z = 0,92$ (calcolati: foglio precedente) $\chi_{min} = 0,92$
A = 67,20 [cm²] (calcolati: foglio precedente)
f_{yk} = 35,5 [kN/cm²] (calcolati: foglio precedente)

Lambda y (segnato) = 0,4275 (calcolati: foglio precedente)
Lambda z (segnato) = 0,5071 (calcolati: foglio precedente)

M_{cy,Rd1} = 195,76 kNmM_{cz,Rd1} = 168,37 kNmN_{Sd} [kN] = 0,00 kN $\beta_{My,\psi} = 1,3$ (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3) $\beta_{Mz,\psi} = 1,3$ (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3)

$\mu_y = -0,405$
 $k_y = 1,000$
 $\mu_z = -0,552$
 $k_z = 1,000$

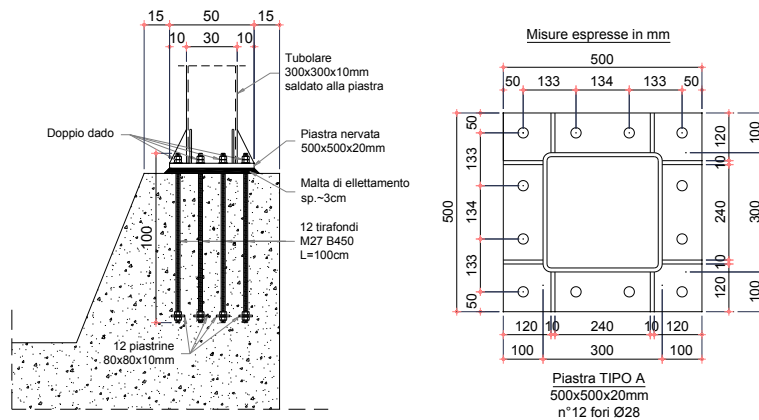
$\lambda_{LT} = 0,149 \leq 0,4 \rightarrow$ NON E' NECESSARIO VERIFICARE ALL'INSTABILITA' FLESSOTORSIONALE

Pressione e compressione assiale (Classe 1 - 2) - E.C.3 - par. 5.5.4.(1)

N _{Sd} [kN]	M _{Sd,y} [kNm]	M _{Sd,z} [kNm]	
0,00	1,000 • 54,97	1,000 • 67,89	
2094,88	195,76	168,37	=
0,000	0,281	0,403	= 0,684 < 1

10.3.3 Verifica dei nodi**10.3.3.1 Piastra di base**

Schema piastra:



Sollecitazioni massime di calcolo:

$$N = 1492.62 \text{ kN (trazione)}$$

$$V_{\text{long}} = 37.87 + 1015.97 \cdot \sin 46^\circ = 778.5 \text{ kN}$$

$$V_{\text{trav}} = 23.98 \text{ kN}$$

$$M_{\text{long}} = 87.37 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{trav}} = 57.91 \text{ kNm}$$

Si tratta di una sezione interamente tesa in cui la trazione deve essere contrastata dai tirafondi:

Sul tirafondo più sollecitato si ha:

$$N = 1492.62/12 + (87.37 + 57.91)/(4 \cdot 0.4) = 215 \text{ kN}$$

$$\text{Area del tirafondo: } 21500/4500 \cdot 1.15 = 5.49 \text{ cm}^2 \quad \text{si adottano tirafondi M27}$$

Lunghezza minima di ancoraggio dei tirafondi (essendo $f_{bd} = 2.83 \text{ MPa}$)

$$L_{ad} \geq \frac{V}{f_{bd} \cdot \pi \cdot \phi} \geq \frac{215}{2830 \cdot \pi \cdot 0.027} = 0.9 \text{ m} \quad \text{si assume } L = 100 \text{ cm}$$

Verifica della piastra:

$$\text{tensione media nella fila di bulloni più sollecitata: } N = 1492.62/12 + 87.37/(4 \cdot 0.4) = 179 \text{ kN}$$

momento sollecitante della sezione della piastra (500x20 con due nervature 10x200):

$$M_{Ed} = 4 \cdot 179 \cdot 0.05 = 35.8 \text{ kNm}$$

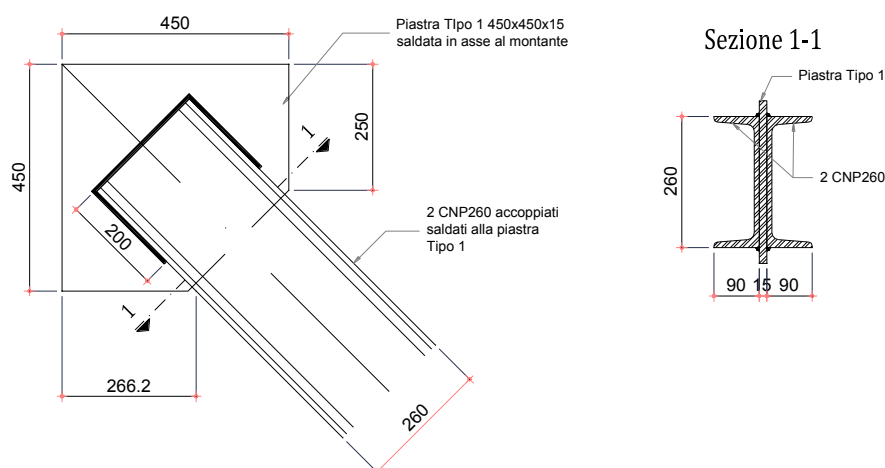
$$V_{Ed} = 179 \cdot 4 = 716 \text{ kN}$$

B ₁	B ₂	H	A	y _G	A x y _G	J _x	A d ²	J _x + A d ²	B _m	n	β	ab ³ /β
50	50	2	100,00	1,00	100	33	988	1021	50	25,0	3,1	130
2	2	20	40,00	12,00	480	1333	2469	3803	2	10,0	3,2	50

H	Area sezione (cm ²)	Ordinata baricentro (cm)	Momento di inerzia (cm ⁴)	W _i (cm ³)	W _s (cm ³)	J _t (cm ⁴)
22	140,00	4,14	4824	1164	270	180

$$V_{Rd} = 3550/1.732/1.05 \cdot 44 = 946 \text{ kN} \quad V_{Ed}/V_{Rd} = 0.76 > 0.5 \quad \Rightarrow \quad \rho = [(2V_{Ed}/V_{Rd}) - 1]^2 = 0.264$$

$$M_{Rd} = 3550/1.05 \cdot 270/10^4 \cdot (1 - 0.264) = 74.1 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

10.3.3.2 Attacco diagonale

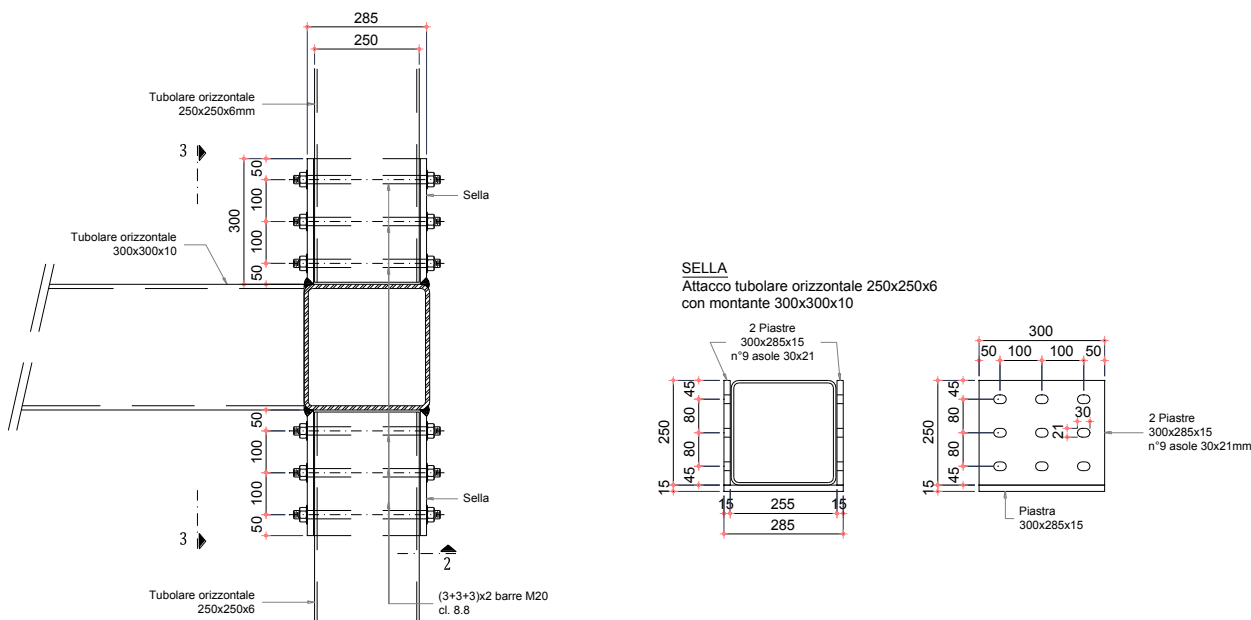
Si tratta di un'unione saldata con saldatura a cordone d'angolo con altezza di gola 7 mm ($a=7$ mm)

La lunghezza complessiva dei cordoni di saldatura vale: $2 \cdot (2 \cdot 200 + 260) = 1320$ mm

Sforzo massimo nel diagonale: 1023.54 kN

$F_{wEd} = 1023540 / 1320 = 775$ N/mm

$$F_{w,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{m2}} \geq \frac{7 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 0.9 \cdot 1.25} = 1275 \text{ N/mm} > F_{wEd}$$

10.3.3.3 Attacco montante con orizzontamenti

Per questioni di montaggio e di realizzazione del nodo di incrocio tra le strutture, si prevede una sella su cui appoggiare i setti orizzontali; tali selle devono essere dimensionate comunque a trasmettere sollecitazioni flettenti.

La condizione più gravosa è la seguente:

Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
-45,1	-15,08	-42,47	-13,54	-89,9	-12,98

Relazione di calcolo

Caratteristiche della bullonatura (2 sezioni resistenti per bullone)

$$\Sigma r_{ix}^2 = 2 \cdot 2 \cdot \left[10^2 + 8^2 + 2 \cdot \left(\sqrt{10^2 + 8^2} \right)^2 \right] = 1968 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma r_{iz}^2 = 3 \cdot \left[4 \cdot 16^2 + 2 \cdot 12.5^2 \right] = 4010 \text{ cm}^2$$

Su ogni bullone si ha quindi:

$$R_N = \frac{45.1}{2 \cdot 9} = 2.5 \text{ kN}$$

$$R_{V_y} = \frac{15.08}{9} = 1.7 \text{ kN (trazione - trascurabile)}$$

$$R_{V_z} = \frac{42.47}{2 \cdot 9} = 2.4 \text{ kN}$$

$$R_T = \frac{13.54}{9 \cdot 0.27} = 5.6 \text{ kN}$$

$$R_{M_y} = \frac{8990 \cdot 12.81}{1968} = 58.5 \text{ kN}$$

$$R_{M_z} = \frac{1298 \cdot 16}{4010} = 5.2 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{\Sigma R_i^2} = 59.1 \text{ kN}$$

Si ha pertanto, considerando un coefficiente di sovrarresistenza $\gamma_R=1.1$:

$$f_{v,Ed} = \frac{59100 \cdot 1.1}{257} = 253 \text{ MPa} < f_{v,Rd} = 380 \text{ MPa}$$

Verifica al rifollamento:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

con:

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{t,b}}{f_t}; 1 \right) = 1.0$$

$$k = \min \left(\frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right) = 2.5$$

essendo: $p_1 = p_2 = 100 \text{ mm}$ $e_1 = e_2 = 80 \text{ mm}$

per cui, essendo la situazione più gravosa quella nell'anima del profilato di spessore 6 mm:

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot 1.0 \cdot 510 \cdot 20 \cdot 6 / 1.25 = 122.4 \text{ kN} > 1.1 \cdot R = 65 \text{ kN}$$

Verifica della sella:

- Caratteristiche in direzione x

B ₁	B ₂	H	A	y _G	A x y _G	J _x	A d ²	J _x + A d ²	B _m	n	β	ab ³ /β														
28,5	28,5	1,5	42,75	0,75	32	8	3045	3053	29	19,0	3,1	31														
3	3	25	75,00	14,00	1050	3906	1736	5642	3	8,3	3,2	208														
<table><tr><th>H</th><th>Area sezione (cm²)</th><th>Ordinata baricentro (cm)</th><th>Momento di inerzia (cm⁴)</th><th>W_i (cm³)</th><th>W_s (cm³)</th><th>J_t (cm⁴)</th></tr><tr><td>26.5</td><td>117.75</td><td>9.19</td><td>8695</td><td>946</td><td>502</td><td>239</td></tr></table>													H	Area sezione (cm ²)	Ordinata baricentro (cm)	Momento di inerzia (cm ⁴)	W _i (cm ³)	W _s (cm ³)	J _t (cm ⁴)	26.5	117.75	9.19	8695	946	502	239
H	Area sezione (cm ²)	Ordinata baricentro (cm)	Momento di inerzia (cm ⁴)	W _i (cm ³)	W _s (cm ³)	J _t (cm ⁴)																				
26.5	117.75	9.19	8695	946	502	239																				

- Caratteristiche in direzione y

B ₁	B ₂	H	A	y _G	A x y _G	J _x	A d ²	J _x + A d ²	B _m	n	β	ab ³ /β
26,5	26,5	1,5	39,75	0,75	29,81	7	7244	7252	27	17,7	3,1	28,749375
1,5	1,5	25,5	38,25	14,25	545,06	2073	0	2073	2	17,0	3,1	27,624375
26,5	26,5	1,5	39,75	27,75	1103,06	7	7244	7252	27	17,7	3,1	28,749375

H	Area sezione (cm ²)	Ordinata baricentro (cm)	Momento di inerzia (cm ⁴)	W _i (cm ³)	W _s (cm ³)	J _t (cm ⁴)
28,5	117,75	14,250	16576	1163	1163	85

E = 21000 [kN/cm²]
G = 8077 [kN/cm²]

$\alpha(y) = 0,49$ $\alpha(z) = 0,49$ Resistenza delle sezioni: $\gamma_{M0} = 1,05$
 Resistenza all'instabilità: $\gamma_{M1} = 1,05$
 $\beta_A = 1,0$ $\epsilon = 0,6$ $\lambda_1 = 56,5$ $f_{yk} = f_y = 650$ MPa
 Prospetto 5.5.1 - E.C.3 - Coefficienti di imperfezione
 Curva instabilità a b c d
 Coefficiente α 0,21 0,34 0,49 0,76

A = 117,75 [cm²]
 L_{0y} = 60 cm
 L_{0z} = 60 cm
 Lunghezza tronchi trave tra ritegni torsionali: L_{0 tors z} = 30 [cm] ≤ L_{0z}
 i_y = 8,59 cm J_y = 8688,55 [cm⁴]
 i_z = 11,86 cm J_z = 16562,67 [cm⁴]
 λ_y = 6,98 Momento di inerzia torsionale: J_t = 85 [cm⁴]
 λ_z = 5,06 Costante di ingobbamento: J_w = 5400000 [cm⁶]
 N_{CR,y} = 500223,15 kN
 N_{CR,z} = 953557,38 kN

λ_y = 0,124 φ_y = 0,489 χ_y = 1,0395 N_{b,Rdy} = 7577,17 kN
 λ_z = 0,090 φ_z = 0,477 χ_z = 1,0577 N_{b,Rdz} = 7709,97 kN N_{b,Rd,min} = 7577,17 kN

Modulo res. plastico y-y 502,00 [cm³]
 Modulo res. elastico y-y 1163,00 [cm³]
 Resistenza delle sezioni: γ_{M0} = 1,05 (calcolati: foglio precedente)
 Resistenza all'instabilità: γ_{M1} = 1,05 (calcolati: foglio precedente)

Modulo res. plastico z-z 502,00 [cm³]
 Modulo res. elastico z-z 1163,00 [cm³]

χ_y = 1,04 (calcolati: foglio precedente)
 χ_z = 1,06 (calcolati: foglio precedente) χ_{min} = 1,04
 A = 117,75 [cm²] (calcolati: foglio precedente)
 f_{yk} = 65,0 [kN/cm²] (calcolati: foglio precedente)

Lambda y (segnato) = 0,1237 (calcolati: foglio precedente)
 Lambda z (segnato) = 0,0896 (calcolati: foglio precedente)

M_{cy,Rd1} = 310,76 kNm
 M_{cz,Rd1} = 310,76 kNm

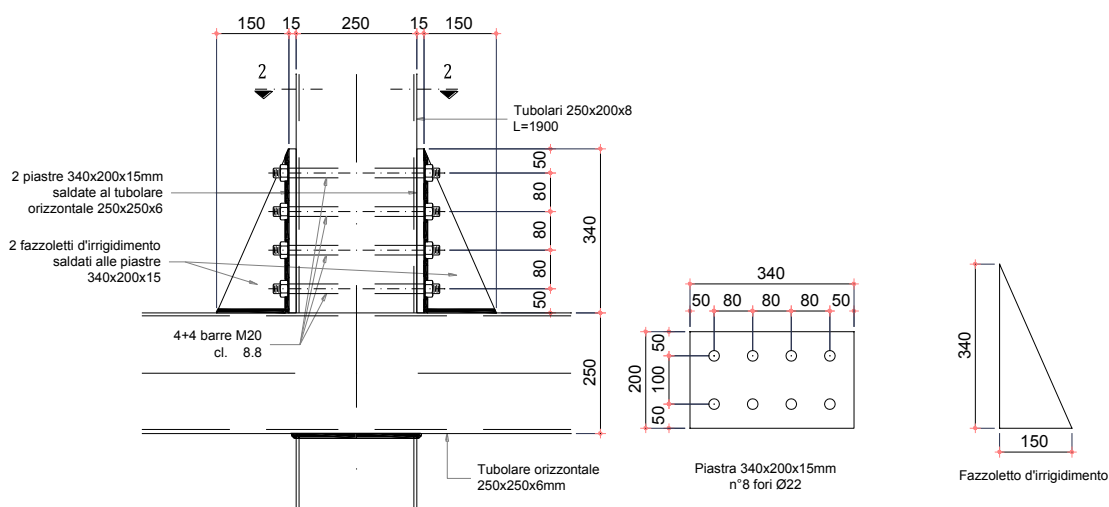
N_{Sd} [kN] = 45,10 kN
 β_{My,ψ} = 1,3 (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3)
 β_{Mz,ψ} = 1,3 (coefficiente di momento equivalente uniforme - fig. 5.5.3 - EC3)

μ_y = -0,742
 k_y = 1,004
 μ_z = -0,694
 k_z = 1,004

λ_{LT} = 0,020 ≤ 0,4 → NON E' NECESSARIO VERIFICARE ALL'INSTABILITA' FLESSOTORSIONALE

Pressione e compressione assiale (Classe 1 - 2) - E.C.3 - par. 5.5.4.(1)				
N _{Sd} [kN]	M _{Sd,y} [kNm]	M _{Sd,z} [kNm]		
45,10	1,004 • 89,90	1,004 • 12,98		
7577,17	310,76	310,76		
↓	↓	↓		
0,006	0,291	0,042		
+	+	+		
				0,338 < 1

La verifica risulta soddisfatta

10.3.3.4 Attacco elemento di collegamento con orizzontamenti

La condizione più gravosa è la seguente:

Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
0	-52,23	-42,29	0	-54,97	-67,89

Caratteristiche della bullonatura (2 sezioni resistenti per bullone)

$$\Sigma r_{ix}^2 = 2 \cdot 4 \cdot \left[\left(\sqrt{4^2 + 5^2} \right)^2 + \left(\sqrt{12^2 + 5^2} \right)^2 \right] = 1680 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma r_{iz}^2 = 2 \cdot 4 \cdot \left[\left(\sqrt{4^2 + 12.5^2} \right)^2 + \left(\sqrt{12^2 + 12.5^2} \right)^2 \right] = 2750 \text{ cm}^2$$

Su ogni bullone si ha quindi:

$$R_{V_y} = \frac{52.23}{2 \cdot 8} = 3.3 \text{ kN}$$

$$R_{V_z} = \frac{42.29}{8} = 5.3 \text{ kN (trazione - trascurabile)}$$

$$R_{M_y} = \frac{5497 \cdot 13}{1680} = 42.5 \text{ kN}$$

$$R_{M_z} = \frac{6789 \cdot 17.3}{2750} = 42.8 \text{ kN}$$

$$R = \sqrt{\Sigma R_i^2} = 60.4 \text{ kN}$$

Si ha pertanto, considerando un coefficiente di sovraresistenza $\gamma_R=1.1$:

$$f_{v,Ed} = \frac{60400 \cdot 1.1}{257} = 258 \text{ MPa} < f_{v,Rd} = 380 \text{ MPa}$$

Verifica al rifollamento:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

con:

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{t,b}}{f_t}; 1\right) = 0.79$$

$$k = \min\left(\frac{2.8 \cdot e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4 \cdot p_2}{d_0} - 1.7; 2.5\right) = 2.5$$

essendo: $p_1 = p_2 = 80 \text{ mm}$ $e_1 = e_2 = 50 \text{ mm}$

per cui, essendo la situazione più gravosa quella nell'anima del profilato di spessore 8 mm:

$$F_{b,Rd} = 2.5 \cdot 0.79 \cdot 510 \cdot 20 \cdot 8 / 1.25 = 129 \text{ kN} > 1.1 \cdot R = 67 \text{ kN}$$