

POLITECNICO DI TORINO



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

In Ingegneria Civile

ANALISI SISMICA DELLO STADIO OLIMPICO DI TORINO

Relatori

Prof. Gabriele Bertagnoli

Prof. Fabio Di Trapani

Candidato:

Loretta Loperte

Anno Accademico 2020/2021

Indice

1	Introduzione storica	5
2	Modellazione strutturale	15
2.1	Descrizione del modello	15
2.2	Carichi agenti sulla struttura.....	17
2.2.1	Peso proprio strutturale G1	18
2.2.2	Carichi permanenti strutturali G2+G3	20
2.2.3	Folla	24
2.2.4	Azione del vento	27
2.2.5	Azione termica	38
2.3	Caratterizzazione dei materiali	42
3	Analisi statica e verifiche SLU	45
3.1	Combinazione delle azioni	45
3.2	Verifiche SLU per sollecitazioni normali e tangenziali	47
3.2.1	Sezione A	48
3.2.2	Sezione C	53
3.2.3	Sezione D	58
3.2.4	Sezione F.....	63
3.2.5	Sezione G	66
3.2.6	Sezione H	69
3.2.7	Sezione K	72
3.2.8	Sezione J	77
3.2.9	Sezione I.....	82
3.2.10	Sezione N	87
3.2.11	Sezione O	92
3.2.12	Sezione P.....	99
3.2.13	Sezione Q	105
3.2.14	Sezione R	111

3.2.15	Sezione S.....	119
3.2.16	Sezione T.....	126
3.2.17	Sezione U	131
3.2.18	Primo pilastro	136
3.2.19	Secondo pilastro	142
3.2.20	Terzo pilastro	148
3.2.21	Quarto pilastro.....	153
3.2.22	Quinto Pilastro	159
3.2.23	Sesto pilastro	165
3.2.24	Settimo pilastro	171
4	Evoluzione della normativa tecnica italiana nella storia	177
4.1	La normativa italiana nella prima metà del 1900	177
4.2	Tipologie di analisi sismiche nella normativa odierna.....	185
5	Analisi statica non lineare PUSHOVER.....	187
5.1	Modifiche nel modello strutturale	189
5.2	Analisi modale introduttiva	192
5.3	Direzione y circonferenziale	195
5.4	Direzione x radiale	200
5.5	Spettri di risposta.....	203
5.6	Valutazione del meccanismo di collasso.....	207
5.7	Verifica di capacità nella direzione y circonferenziale	212
5.8	Verifica di capacità nella direzione x radiale	217
5.9	Rappresentazione della verifica nel piano ADSR	219
	Conclusioni	223
	Bibliografia	224

1 Introduzione storica

“Stadio Olimpico Grande Torino” è il nome attuale dell’impianto sportivo situato in Piazza d’Armi a Torino. L’anno di costruzione risale al 1933, in pieno regime fascista, motivo per il quale lo stadio inizialmente portava il nome di Benito Mussolini. All’epoca il nuovo stadio comprendeva un campo di calcio, un campo d’atletica, una piscina coperta e la cosiddetta “Torre Maratona”.



Figura 1-1 Fotografia aerea del 1933

Nel 1932 a seguito della vittoria di un gruppo torinese dei “Littorali”, una manifestazione culturale, sportiva ed artistica dedicata ai giovani universitari, il duce decise che la prossima competizione si sarebbe svolta a Torino; poco dopo la stessa città venne designata ad ospitare i Campionati Internazionali Studenteschi e di qui si rese necessaria la costruzione di un nuovo stadio. Le gare si sarebbero svolte a maggio e settembre del 1933, così Mussolini deliberò il 5 giugno 1932 un appalto nazionale cui numerose ditte risposero presentando approfonditi progetti nonostante il breve tempo a disposizione. Fu nominata una commissione composta da esponenti dei vari Enti al fine di esaminare i progetti e di selezionarne i meritevoli. Il Servizio Tecnico fu incaricato di apportare ai progetti selezionati i miglioramenti necessari dopo aver visitato costruzioni esistenti analoghe nelle città di Firenze, Bologna, Monaco, Berlino ed Amsterdam.

Grazie al fatto che l’opera in sé era costituita da molteplici stabili, per assicurare una rapida esecuzione (sette mesi) i lavori vennero divisi fra tre diverse imprese:

1. La ditta Saverio Parisi di Roma su progetto degli ingegneri Enrico Bianchini e Dagoberto Ortensi e dell'architetto Raffaello Fagnoni si occupò dello stadio in sé e quindi delle tribune, delle gradinate e dei locali interni;
2. L'impresa ing. Venacci e Lucherini si occupò della Torre Maratona e della pista di atletica leggera;
3. La società AN. Imprese Edili Ing. E. Faletti pensò alla piscina coperta.

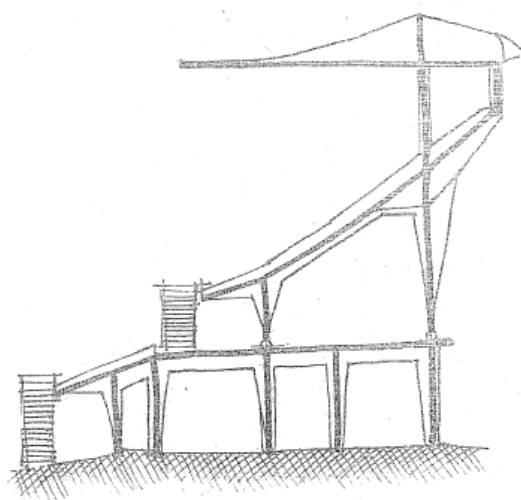


Figura 1-2 Frontespizio e tavola 1 della Relazione Originaria di progetto dello stadio

Il 24 ottobre l'allora capo del governo fece visita al cantiere, dove nel frattempo erano in corso i lavori di spianamento del terreno; il movimento terra raggiunse un complesso di circa 100.000 mc. Il materiale scavato veniva trasportato su vagoncini trainati da locomotive.

Il cantiere era composto da 400 operai, che divennero oltre 1500 quando furono impiantate 9 betoniere per manipolare i circa 11.000 mc di calcestruzzo occorrenti.

Si riportano di seguito alcune fotografie che documentarono mese per mese il rapido avanzamento dei lavori:



Figura 1-3 Ottobre 1932



Figura 1-4 Novembre 1932

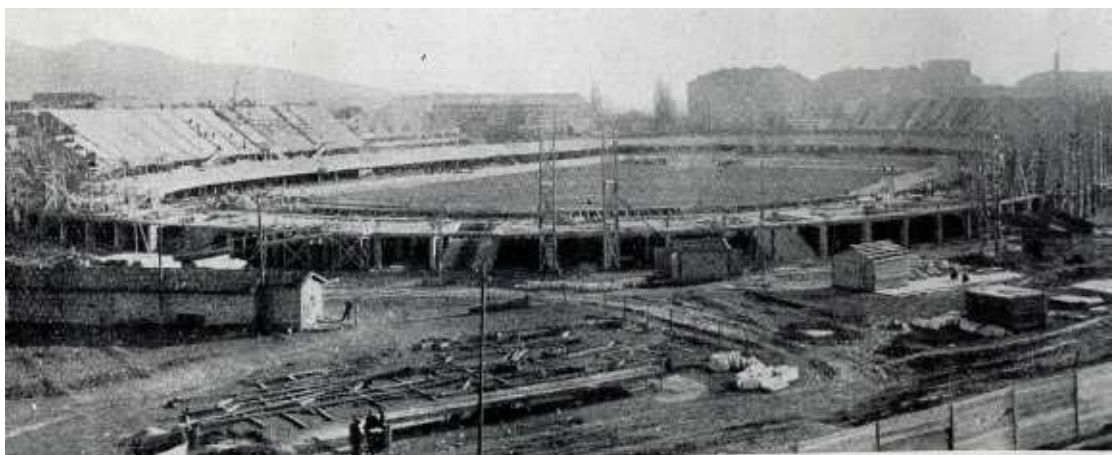


Figura 1-5 Dicembre 1932

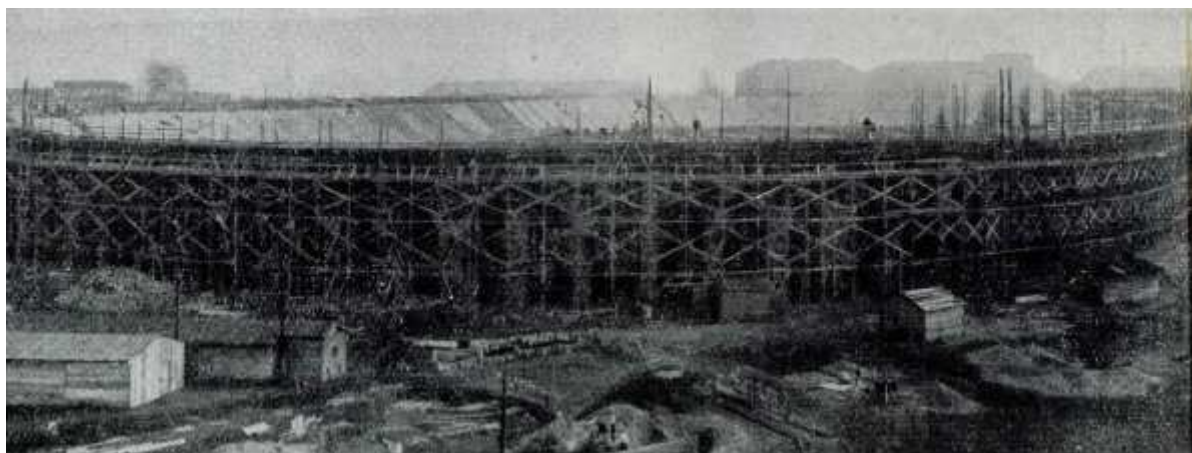


Figura 1-6 Gennaio 1933



Figura 1-7 Febbraio 1933

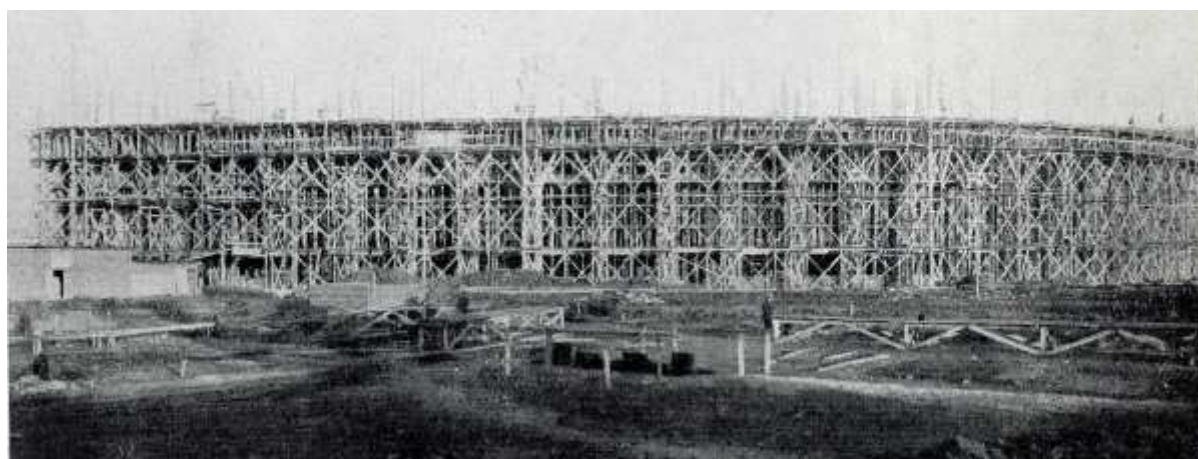


Figura 1-8 Marzo 1933



Figura 1-9 Aprile 1933

Il 14 maggio l'opera venne inaugurata con una capienza di 65.000 posti, rendendolo all'epoca lo stadio più capiente in Italia.

Nel progetto originario lo stadio era formato da un anello ellissoidale con un perimetro massimo di 640m. La base era costituita da una banchina di granito bianco sulla quale poggiava lo zoccolo in intonaco rosso; i piani a 45° che delimitavano tre strisce vetrate per l'illuminazione dei locali interni erano formati dello stesso materiale della base, coronate da un parapetto bianco. Sopra questo si affacciavano ampi finestroni limitati da pilastri in cemento che sorreggevano lo sbalzo terminale, sporgente per oltre tre metri con un'inclinazione di 45°. Gli accessi all'interno erano praticati attraverso 27 aperture, la principale delle quali conduceva alla tribuna d'onore, dotata di copertura dalle intemperie. Il parterre era in parte coperto dalle gradinate a sbalzo ed era leggermente rialzato nella parte più distante dal campo.

Il terreno di gioco misurava 70×105 m. Attorno vi erano la pista di atletica a sei corsie, le fosse per il getto del peso e il lancio del disco, le piste per il salto in lungo e quello in alto. Inizialmente, le curve della pista di atletica erano state progettate a tre centri, ma dopo le proteste del dirigente nazionale Massimo Cartasegna (che aveva partecipato da atleta ai Giochi olimpici del 1908) vennero riprogettate a un solo centro: come risultato finale, però, la pista ebbe una lunghezza anomala di 446,38 metri.

Nel 1934 lo stadio ospitò incontri del campionato del mondo e le partite del campionato italiano ospitando inizialmente soltanto la squadra cittadina della Juventus, in quanto il Torino, l'altra squadra cittadina, disputava le proprie partite presso lo stadio Filadelfia di sua proprietà.

Dal 1938 lo stadio ospitò anche la sede provvisoria del museo dell'automobile di Torino, inaugurato nel 1939, fino al suo definitivo trasferimento, nel 1960, presso corso Unità d'Italia, nel quartiere Nizza Millefonti.

A seguito della caduta del regime fascista lo stadio perse la denominazione al duce e cambiò nome in “Stadio Comunale”. La Juventus rimase l’unica titolare dello stadio fino alla stagione del 1963-1964, anno in cui cominciò ad essere condiviso con la concorrente squadra granata.



Figura 1-10 Fine anni 60

La denominazione di Stadio Comunale fu mantenuta fino al 1986, quando venne intitolato a Vittorio Pozzo che nel 1934 e nel 1938 vinse la Coppa del Mondo ai mondiali oltre che vincere l’Olimpiade del 1936.

Nel 1984 fu assegnata all’Italia l’organizzazione del campionato del mondo del 1990. Lo stadio comunale risultava inadeguato alle attuali esigenze di utilizzo ed alle norme vigenti e furono così avanzate due proposte: la prima riguardava la ristrutturazione dello stadio in vista del campionato mondiale installando una copertura sugli spalti ed ampliando la capienza da 65.000 posti in piedi a 77.500 posti a sedere, la seconda riguardava la costruzione di un nuovo stadio. Si optò per la seconda scelta, in quanto l’allora stadio comunale risultava obsoleto.

Così fino al 1990 lo stadio ospitò le partite delle squadre cittadine, per venire poi utilizzato sempre meno fino ad ospitare esclusivamente gli allenamenti di Juventus e Torino fino al 2004.

In questi anni la struttura fu soggetta ad una sempre più carente manutenzione cadendo in uno stato di degrado ed abbandono.

Ma nel 2001 lo stadio comunale viene scelto per ospitare i XX giochi olimpici invernali del 2006, alternativamente allo stadio Filadelfia.

A seguito di una serie di trattative e progetti non andati in porto per le due squadre cittadine di acquistare lo stadio per ristabilirvi la propria sede fissa, nel 2002 il Comune affida alla Juventus lo stadio Delle Alpi e lo stadio Comunale al Torino per una cifra di 6 milioni di euro, salvo poi ritornare proprietà del Comune nel 2005 a causa del fallimento della società granata. Il Comune di Torino provvederà quindi al completamento della ristrutturazione della struttura, affidata agli studi di architettura Giovanni Cenna e Artecò.

Il progetto riguarda il restauro, la messa a norma e la rifunzionalizzazione della struttura che riconosce le buone qualità originarie dello stadio infatti ne conserva le strutture esistenti sottoposte al vincolo della Soprintendenza ai Beni Ambientali e Architettonici, riportandole alla luce ed aggiungendo elementi ad integrarle.

La rifunzionalizzazione riguarda solo lo stadio e può così essere sintetizzata:

- nuove scale d’accesso alla tribuna superiore;
- terzo anello di gradinate;
- area palchi;
- nuova copertura;
- nuova porzione di recinzione esterna;
- parcheggio interrato.



Figura 1-11 Olimpiadi invernali 2006



Figura 1-12 Ristrutturazione e nuova copertura metallica

Il numero degli spettatori così ottenuto fu ridotto ai 26.208 tutti a sedere ed al coperto per rispettare le odierne norme di sicurezza.

Nel 2006 la città di Torino ospitò le Olimpiadi invernali ed in questa occasione la struttura diventò lo “Stadio Olimpico” e nell’estate dello stesso anno tornò ad ospitare le partite delle due principali squadre di calcio della città.

L'Olimpico di Torino è stato il primo in Italia a rispettare le norme Pisanu in merito alla sicurezza negli stadi. Un centinaio di telecamere, 26 doppi tornelli a tutta altezza controllati da 52 dispositivi, tutti i posti (25.442) sono a sedere, anche nelle curve.

La capienza effettiva dello stadio nei due primi anni in cui tornò ad essere utilizzato si ridusse a causa di due distinte fasce di sicurezza inserite per separare le tifoserie ospiti. Ma nel 2008 a causa del ritorno della Juventus in Champions League sono stati inseriti 1350 nuovi posti su quattro file a ridosso della prima fila di distinti e tribuna, occupando lo spazio che era dedicato alla vecchia pista. Altri 650 posti sono stati ricavati dal ridimensionamento del settore ospiti portando così la capienza a 27500 posti, che diventeranno i 28.140 attuali con dei lavori effettuati nel 2012.

A partire dal 2011 esclusivamente la squadra del Torino fruì della struttura in quanto la squadra della Juventus si traferì nel suo impianto di proprietà l'Allianz Stadium.

A seguito di ciò, in memoria dei giocatori della squadra torinese uccisi dal tragico incidente aereo a Superga il 4 maggio 1949, grazie ad una petizione online promossa dai tifosi del Torino nel 2016, oggi la struttura porta il nome di "Stadio Olimpico Grande Torino".



Figura 1-13 Stadio Olimpico Grande Torino

2 Modellazione strutturale

2.1 Descrizione del modello

Lo Stadio Olimpico risulta essere composto da 120 telai, posti in direzione radiale, interconnessi e giuntati in blocchi di diverse dimensioni, in particolare se ne possono individuare tre tipologie:

- due blocchi composti da quattro telai,
- quattro blocchi composti da sette telai,
- dieci blocchi composti da undici telai.

Si è studiata la struttura precedente agli interventi di ristrutturazione avvenuti nel 2003 e privata della vecchia copertura delle tribune in cemento armato, che è stata rimossa per cedere il posto alla nuova copertura metallica.

Nello specifico è stata considerata la prima tipologia di blocco.

La riproduzione del singolo telaio segue gli assi baricentrici dei principali elementi strutturali.

Si è identificato un sistema di riferimento così orientato:

- asse X: orizzontale in direzione radiale da interno campo a esterno;
- asse Y: orizzontale in direzione circonferenziale;
- asse Z: verticale positivo verso alto;

Ciascun telaio, come possibile osservare in figura 1.1.1, è composto da:

- Mensola interna M1 della prima gradonata;
- Mensola interna M2 della seconda gradonata;
- Mensola esterna M3 della seconda gradonata;
- Portale superiore incernierato alla struttura sottostante (tribune secondo anello);
- Portale inferiore (tribune primo anello);

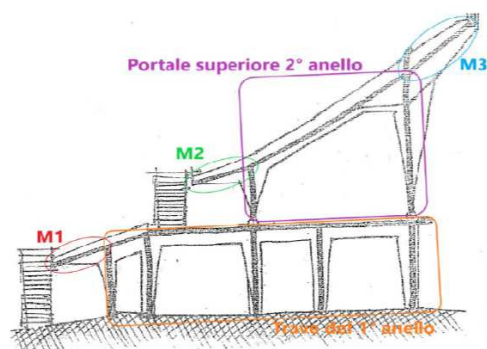


Figura 2-1 Telaio Longitudinale

I telai di giunto, che delimitano i vari blocchi dello stadio, sono gemelli e risultano meno spessi rispetto agli altri telai della struttura.

In via semplificativa il modello del blocco è stato realizzato con un piano di simmetria centrale [XZ] mentre le strutture reali presentano lievi dissimmetrie di alcuni centimetri.

Come mostrato in figura 1.1.2, i telai (in verde e blu) sono interconnessi da una serie di travetti costituenti gli impalcati delle tribune (in giallo) e presentano dei rigid-link (in rosso) laddove si intersecano travi e colonne al fine di simulare l'intersezione rigida a causa dei ringrossi strutturali che caratterizzano la struttura in tali sezioni.

I telai presentano alla base vincoli che ne impediscono la traslazione e la rotazione rispetto agli assi X ed Y ed una molla verticale che ha la funzione di simulare la cedevolezza del terreno.

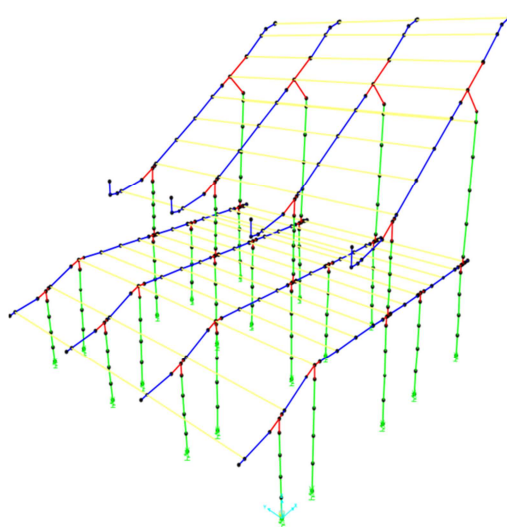


Figura 2-2 Blocco da quattro telai modellato con SAP2000

2.2 Carichi agenti sulla struttura

Si sono considerate le seguenti tipologie di carico:

1. Peso proprio G_1 ;
2. Permanente portato strutturale G_2 ;
3. Permanente portato non strutturale G_3 ;
4. Folla Q ;
5. Azione del vento nella prima direzione;
6. Azione del vento nella seconda direzione;
7. Azione termica uniforme di più quindici gradi centigradi $U+15^{\circ}C$;
8. Azione termica uniforme di meno quindici gradi centigradi $U-15^{\circ}C$;
9. Azione termica a farfalla di più cinque gradi centigradi $T+5^{\circ}C$;
10. Azione termica a farfalla di meno cinque gradi centigradi $T-5^{\circ}C$;

Nei seguenti paragrafi saranno mostrate per ogni tipologia di carico le sollecitazioni principali e le reazioni dei vincoli alla base.

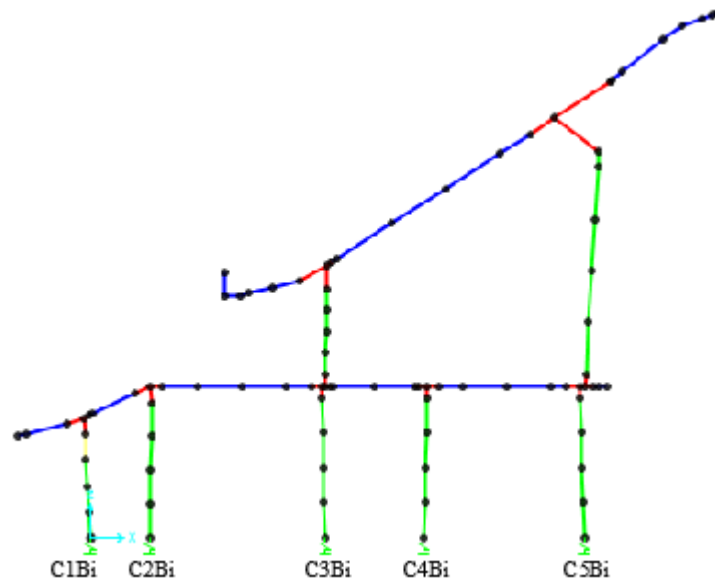


Figura 2-3 Vincoli alla base $i = 1 \div 4$

2.2.1 *Peso proprio strutturale G_1*

Le sollecitazioni causate dal peso proprio G_1 degli elementi strutturali e le reazioni dei vincoli alla base dei pilastri sono di seguito riportate.

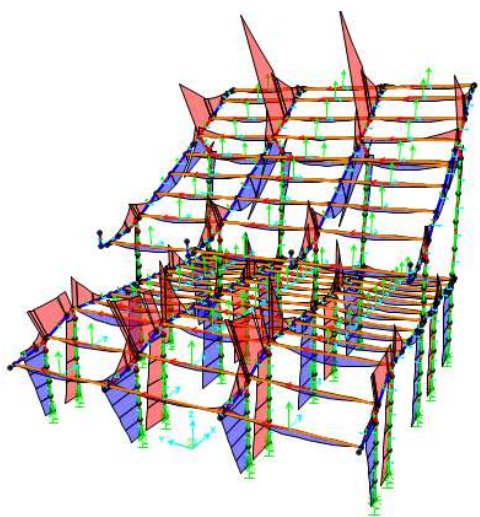


Figura 2-4 Momento flettente in direzione radiale Peso Proprio

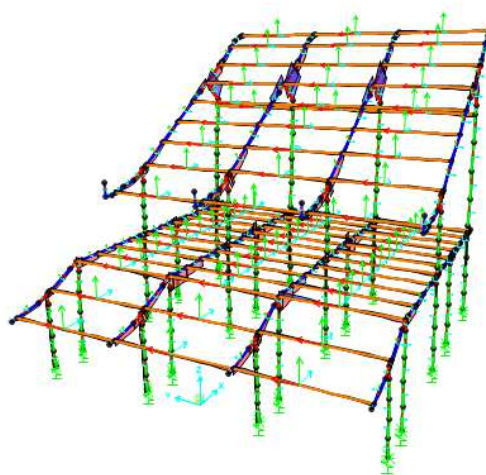


Figura 2-5 Taglio in direzione radiale Peso Proprio

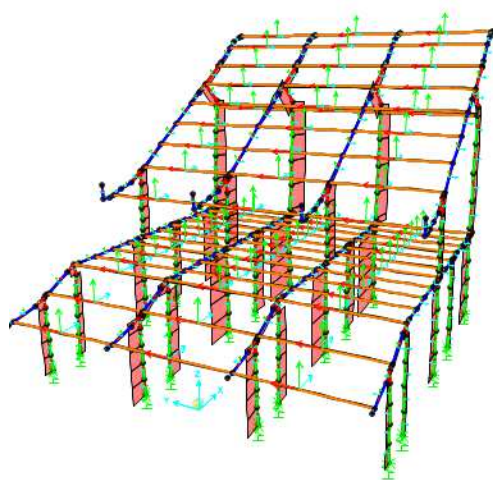


Figura 2-6 Sforzo normale Peso Proprio

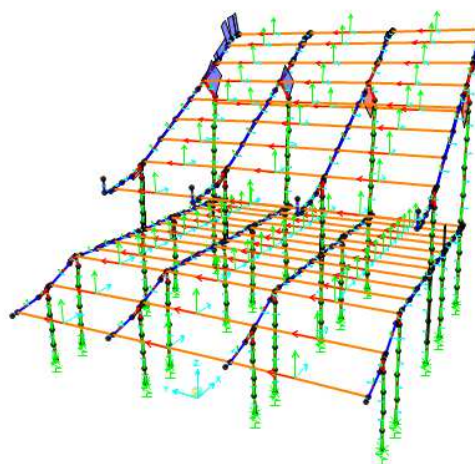


Figura 2-7 Momento Torcente Peso Proprio

Le sollecitazioni dovute al peso proprio risultano essere di maggiore entità rispetto agli altri carichi applicati.

Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
C1B1	8	0	55	0	-16	0
C1B2	12	0	108	0	-26	0
C1B3	12	0	108	0	-26	0
C1B4	8	0	55	0	-16	0
C2B1	-3	0	50	0	-35	0
C2B2	-4	0	99	0	-58	0
C2B3	-4	0	99	0	-58	0
C2B4	-3	0	50	0	-35	0
C3B1	-5	0	115	0	-46	0
C3B2	-9	0	222	0	-77	0
C3B3	-9	0	222	0	-77	0
C3B4	-5	0	115	0	-46	0
C4B1	3	0	75	0	-34	0
C4B2	6	0	148	0	-56	0
C4B3	6	0	148	0	-56	0
C4B4	3	0	75	0	-34	0
C5B1	-2	0	198	0	-58	0
C5B2	-6	0	366	0	-98	0
C5B3	-6	0	366	0	-98	0
C5B4	-2	0	198	0	-58	0

Tabella 2.2.1 Reazioni al piede dei pilastri dovute al peso proprio G1

2.2.2 Carichi permanenti strutturali G2+G3

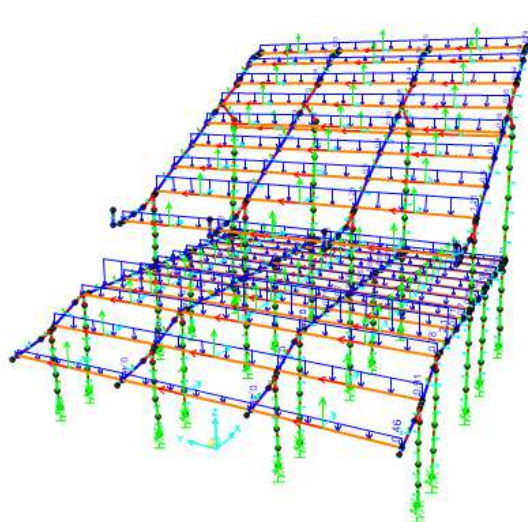


Figura 2-8 Schema del carico G2

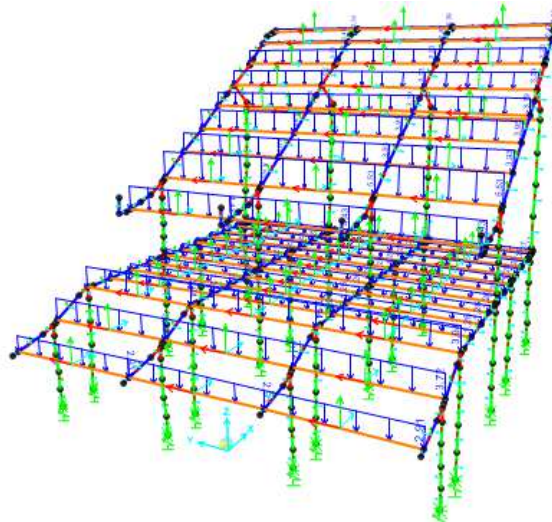


Figura 2-9 Schema del carico G3

trave	Permanente portato strutturale G ₂	Permanente portato non strutturale G ₃
	$\left[\frac{kN}{m}\right]$	$\left[\frac{kN}{m}\right]$
1	0,46	2,91
2	0,91	3,72
3	0,78	3,94
4	2,10	1,26
5	0,71	1,26
6	0,70	1,26
7	0,66	1,29
8	0,63	1,23
9	0,66	1,29
10	0,68	1,26
11	0,68	1,26
12	0,70	1,27
13	0,35	0,71
14	0,80	4,43
15	1,25	5,53
16	0,90	3,93
17	0,90	3,95
18	0,93	3,19
19	0,95	3,23
20	0,00	0,00
21	0,94	3,23
22	0,54	0,43
23	0,79	0,39

Tabella.2.2.2 Valori dei carichi permanenti applicati

Si riportano di seguito le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti e le reazioni al piede dei pilastri da essi causate:

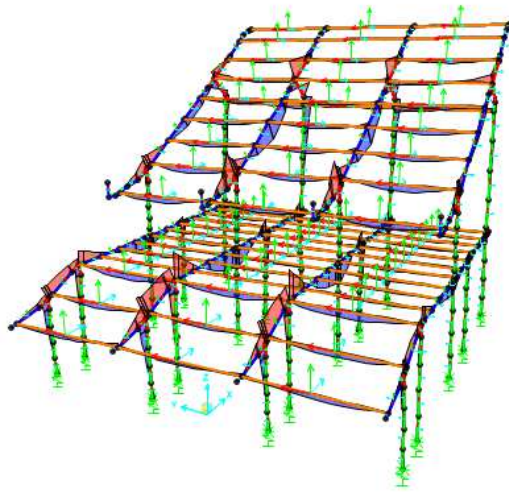


Figura 2-10 Momento flettente in direzione radiale G2

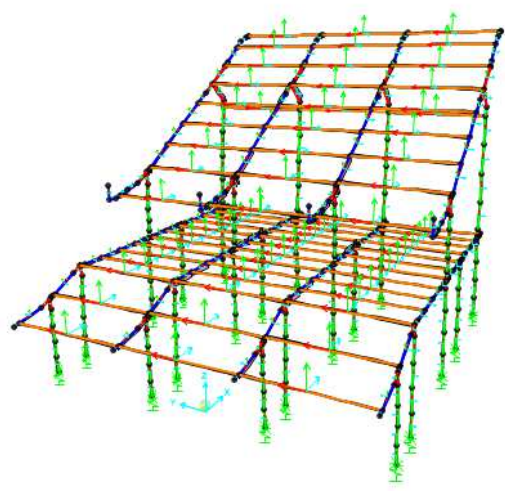


Figura 2-11 Taglio in direzione radiale G2

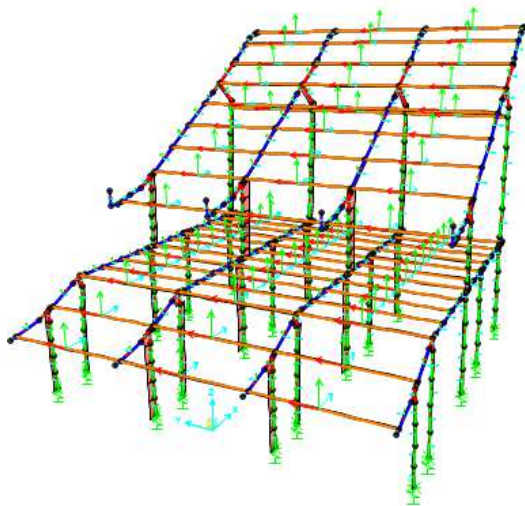


Figura 2-12 Sforzo normale G2

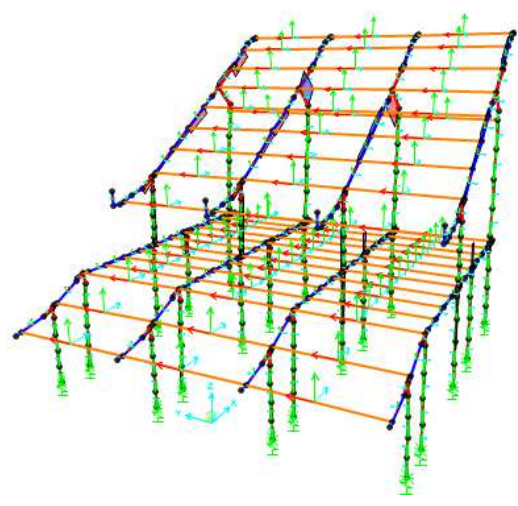


Figura 2-13 Momento torcente G2

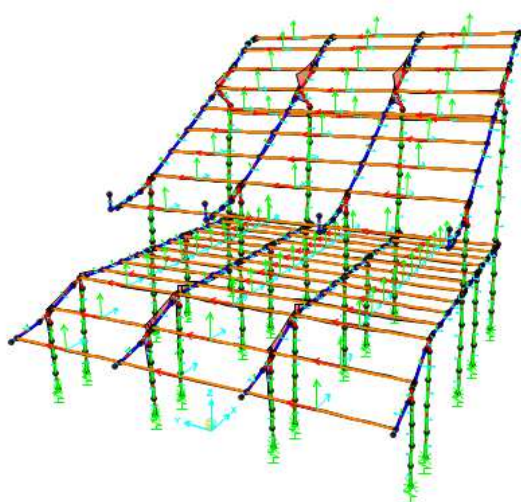


Figura 2-14 Momento flettente in direzione longitudinale G3

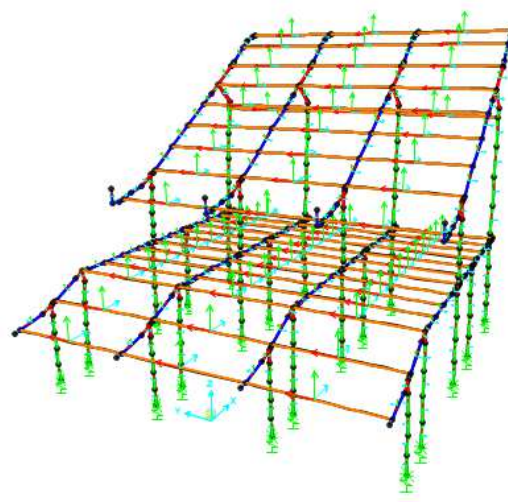


Figura 2-15 Taglio in direzione longitudinale G3

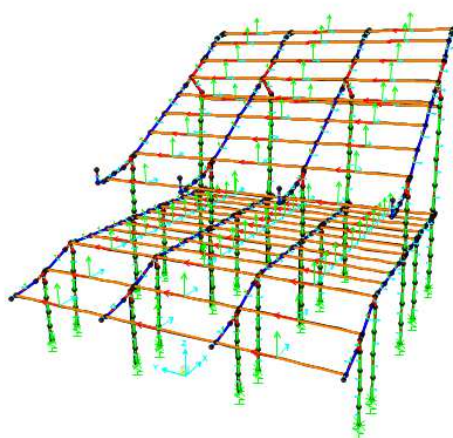


Figura 2-16 Sforzo normale G3

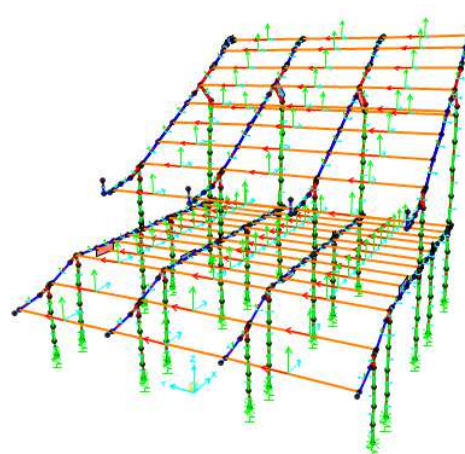


Figura 2-17 Momento torcente G3

G ₂							G ₃						
Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
C1B1	4	0	22	0	4	0	C1B1	2	0	6	0	0	0
C1B2	5	0	45	0	5	0	C1B2	3	0	13	0	1	0
C1B3	5	0	45	0	5	0	C1B3	3	0	13	0	1	0
C1B4	4	0	22	0	4	0	C1B4	2	0	6	0	0	0
C2B1	4	0	18	0	4	0	C2B1	1	0	6	0	-1	0
C2B2	6	0	37	0	5	0	C2B2	2	0	12	0	-1	0
C2B3	6	0	37	0	5	0	C2B3	2	0	12	0	-1	0
C2B4	4	0	18	0	4	0	C2B4	1	0	6	0	-1	0
C3B1	-1	0	33	0	-1	0	C3B1	-1	0	11	0	-3	0
C3B2	-2	0	67	0	-2	0	C3B2	-2	0	23	0	-6	0
C3B3	-2	0	67	0	-2	0	C3B3	-2	0	23	0	-6	0
C3B4	-1	0	33	0	-1	0	C3B4	-1	0	11	0	-3	0
C4B1	-2	0	19	0	-4	0	C4B1	0	0	7	0	-3	0
C4B2	-6	0	38	0	-10	0	C4B2	-1	0	14	0	-5	0
C4B3	-6	0	38	0	-10	0	C4B3	-1	0	14	0	-5	0
C4B4	-2	0	19	0	-4	0	C4B4	0	0	7	0	-3	0
C5B1	-2	0	41	0	-2	0	C5B1	-1	0	17	0	-4	0
C5B2	-6	0	77	0	-6	0	C5B2	-3	0	32	0	-8	0
C5B3	-6	0	77	0	-6	0	C5B3	-3	0	32	0	-8	0
C5B4	-2	0	41	0	-2	0	C5B4	-1	0	17	0	-4	0

Tabella 2.2.3 Reazioni al piede dei pilastri dovute ai carichi permanenti G2 e G3

2.2.3 Folla

Per simulare il carico folla sulla struttura sono stati applicati i seguenti sovraccarichi sulle singole travi trasversali:

travi	$Q \left[\frac{kN}{m} \right]$
1	7,07
2	9,05
3	9,59
4	6,29
5	6,29
6	6,28
7	6,45
8	6,13
9	6,45
10	6,28
11	6,29
12	6,34
13	3,55
14	8,82
15	11,00
16	9,14
17	9,17
18	9,32
19	9,42
20	0,00
21	9,42
22	7,22
23	6,44

Tabella2.2.4 Valori del carico folla applicato alla struttura

I carichi applicati singolarmente sono stati combinati insieme portando alle seguenti sollecitazioni:

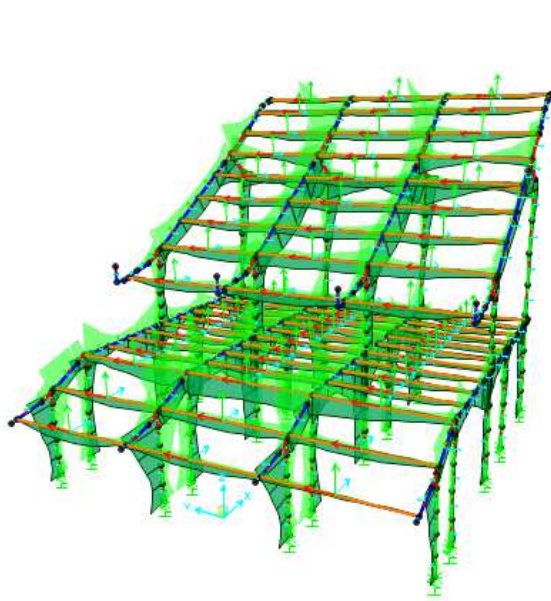


Figura 2-18 Momento flettente in direzione longitudinale
Q

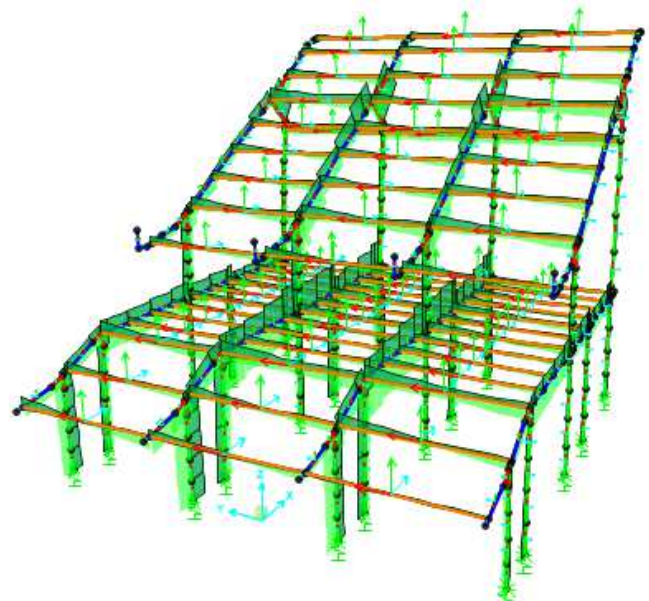


Figura 2-19 Taglio in direzione longitudinale Q

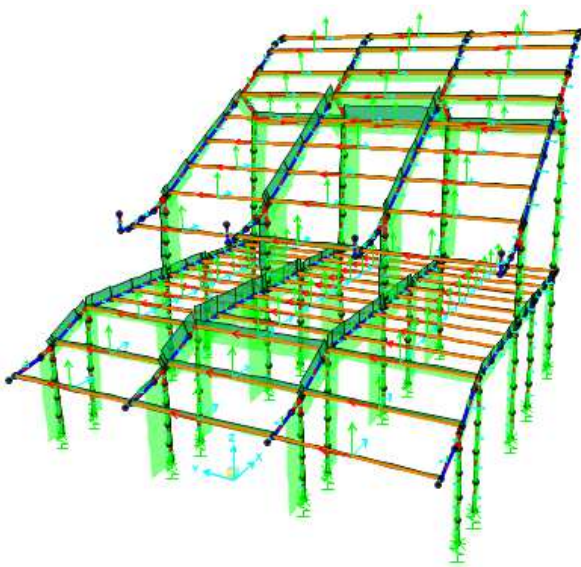


Figura 2-20 Sforzo Normale Q

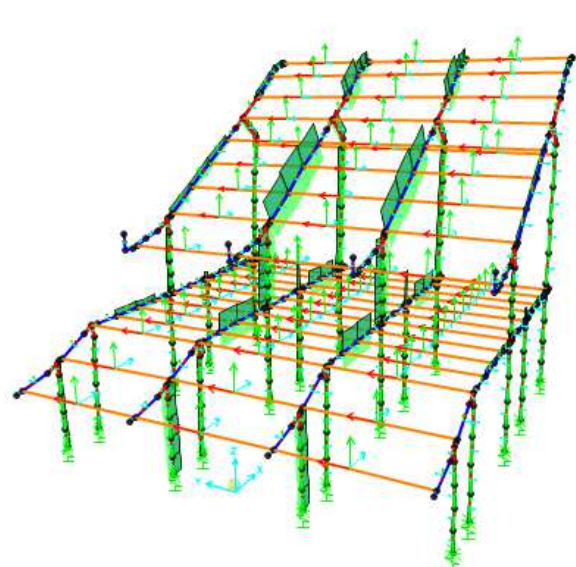


Figura 2-21 Momento Torcente Q

joint		F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
C1B1	Max	41	1	68	0	42	4
C1B1	Min	-21	-1	-20	0	-42	-5
C1B2	Max	65	4	126	0	68	14
C1B2	Min	-39	-3	-18	0	-70	-17
C1B3	Max	64	3	138	0	64	14
C1B3	Min	-61	-3	-18	0	-80	-17
C1B4	Max	40	1	83	0	41	4
C1B4	Min	-41	-1	-19	0	-50	-6
C2B1	Max	28	4	57	0	48	2
C2B1	Min	-22	-3	-13	0	-65	-2
C2B2	Max	46	17	103	0	79	5
C2B2	Min	-36	-13	-7	0	-104	-6
C2B3	Max	43	16	111	0	77	5
C2B3	Min	-40	-14	-7	0	-104	-6
C2B4	Max	27	3	67	0	51	1
C2B4	Min	-26	-3	-12	0	-65	-2
C3B1	Max	11	3	120	0	31	2
C3B1	Min	-16	-2	-20	0	-67	-2
C3B2	Max	21	8	205	0	56	6
C3B2	Min	-28	-8	0	0	-108	-8
C3B3	Max	24	7	210	0	67	6
C3B3	Min	-28	-9	0	0	-108	-8
C3B4	Max	14	2	127	0	48	2
C3B4	Min	-16	-3	-19	0	-67	-2
C4B1	Max	21	5	75	0	22	2
C4B1	Min	-25	-4	-11	0	-54	-2
C4B2	Max	44	13	131	0	42	7
C4B2	Min	-48	-14	0	0	-90	-8
C4B3	Max	49	12	132	0	53	7
C4B3	Min	-48	-15	0	0	-90	-8
C4B4	Max	27	3	77	0	39	2
C4B4	Min	-24	-5	-11	0	-53	-2
C5B1	Max	23	1	189	0	42	3
C5B1	Min	-33	-1	-27	0	-96	-3
C5B2	Max	47	3	315	0	80	10
C5B2	Min	-67	-4	-11	0	-162	-12
C5B3	Max	53	4	315	0	98	10
C5B3	Min	-67	-3	-11	0	-162	-12
C5B4	Max	32	1	189	0	71	3
C5B4	Min	-32	-1	-27	0	-94	-3

Tabella.2.2.5 Reazioni al piede dei pilastri Q

2.2.4 Azione del vento

La valutazione dell'azione del vento viene eseguita in riferimento alle NTC18 e prevede di considerare due diverse direzioni, la prima dall'interno verso l'esterno dello stadio e le seconda viceversa.

La velocità base di riferimento v_b , che è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni vale $25 \left[\frac{m}{s} \right]$.

v_b è il prodotto tra la velocità base di riferimento al livello del mare $v_{b,0}$ ed il coefficiente di altitudine c_a .

Questi ultimi due valori si ricavano consultando la **tabella 3.3.I** del capitolo della normativa italiana sulle azioni sulle costruzioni riportata di seguito:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 2-22 Zone di suddivisione del territorio italiano

Dalla tabella la struttura in esame risulta appartenere alla zona 1 e ne risultano quindi i seguenti valori:

- $v_{b,0} = 25 \left[\frac{m}{s} \right]$
- $a_0 = 1000$ [m]
- $k_s = 0,4$

Gli ultimi due valori sono necessari, come indicato nella [3.3.1.b] per calcolare il coefficiente di altitudine c_a :

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s < a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$$

Dove per a_s si intende l'altitudine sul livello del mare del sito sul quale sorge la costruzione in esame, nel nostro caso pari a 239 m; essendo quindi questo valore inferiore ad a_0 ricavato in tabella, il coefficiente di altitudine c_a viene assunto pari al valore unitario.

Si passa al successivo calcolo della **velocità di riferimento** v_r la quale vede moltiplicata la velocità base di riferimento per un coefficiente di ritorno legato al periodo di ritorno di progetto T_R il quale assume un valore di 50 anni ove non specificato diversamente; assumere un tale valore del periodo di ritorno di progetto comporta l'avere un coefficiente di ritorno pari ad 1 e quindi infine una velocità di riferimento coincidente con quella di base.

Nel seguente paragrafo della normativa si passa al calcolo delle azioni statiche equivalenti : *“Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.”*

Come riportato al paragrafo 3.3.4 della normativa, la pressione del vento viene calcolata attraverso la seguente espressione

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

I fattori sono stati calcolati come segue:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento e vede moltiplicata la velocità di riferimento al quadrato appena calcolata, per la densità dell'aria che viene assunta costante e pari ad $1,25 \frac{kg}{m^3}$,

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

il valore trovato è di $390,63 \frac{N}{m^2}$;

- c_p è il coefficiente aerodinamico e questo viene calcolato per le varie tipologie di elementi quali ad esempio le gradinate, la copertura piana e le pareti verticali, perché dipendente dalla geometria dell'elemento e dall'orientamento rispetto alla direzione del vento.

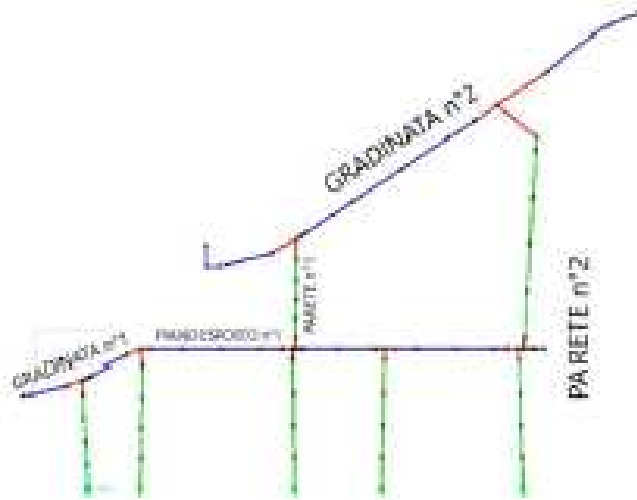
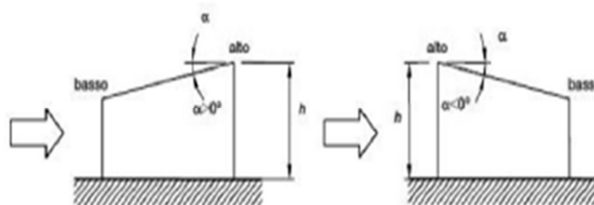


Figura 2-23 Elementi per i quali è calcolato il coefficiente aerodinamico

I valori sono stati calcolati facendo riferimento a quanto riportato nella Circolare 7_2019 considerando le gradinate come coperture a singola falda inclinata e facendo riferimento ai seguenti schemi riportati nella circolare al paragrafo **C3.3.8.1.3**, considerando un angolo di inclinazione $\alpha=27^\circ$ ed $\alpha=33^\circ$ rispettivamente per la prima e la seconda gradinata così come sono indicate in figura.



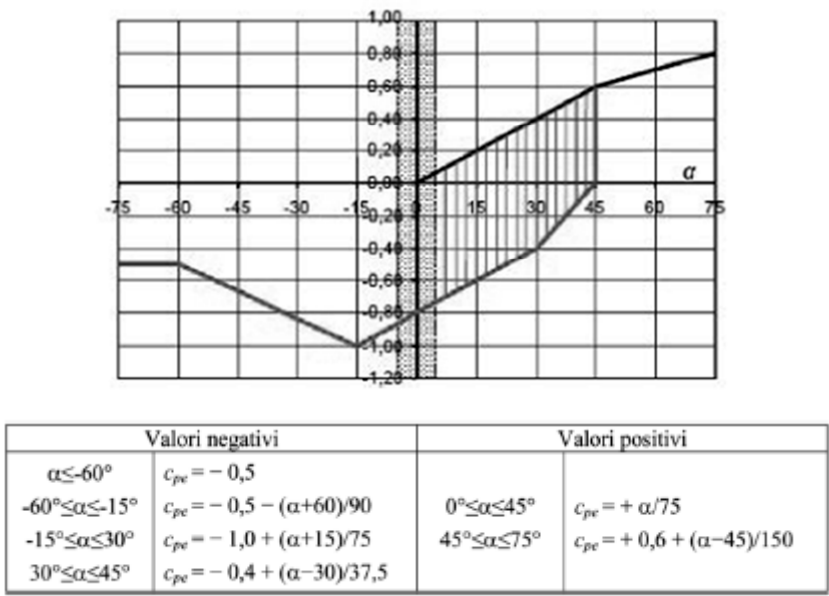


Figura 2-24 Valori del coefficiente aerodinamico per coperture a singola falda

Il piano esposto n°1 è stato invece considerato come copertura piana e si è fatto riferimento al seguente schema riportato al paragrafo C3.3.8.1.2 riguardante invece le coperture piane:

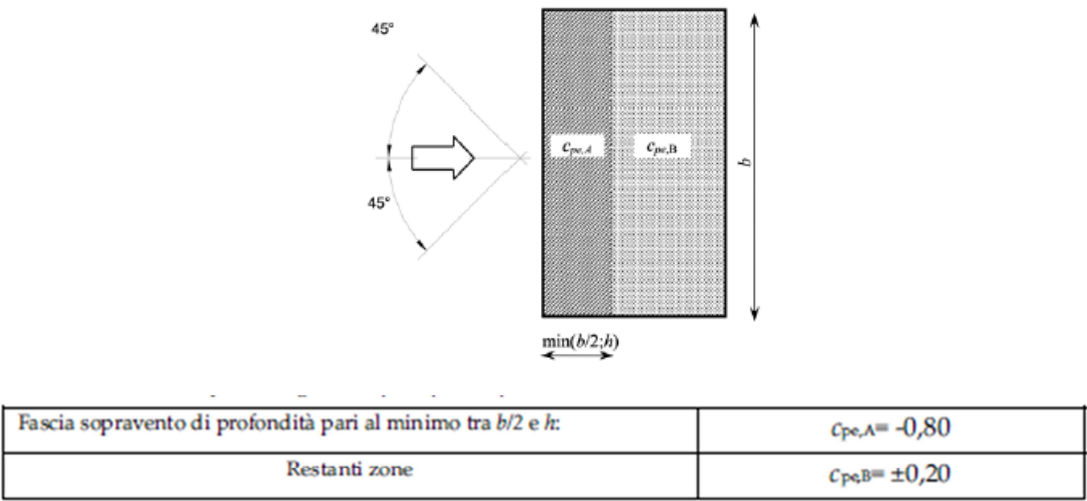


Figura 2-25 Valori del coefficiente aerodinamico per coperture piane

Infine si è fatto riferimento al paragrafo **C3.3.8.1.1** per quanto riguarda le pareti verticali e seguendo i seguenti schemi di riferimento ivi riportati:

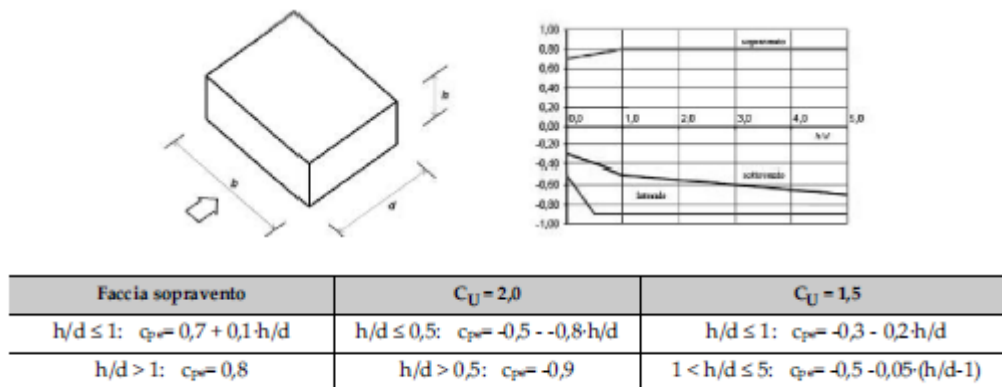


Figura 2-26 Valori del coefficiente aerodinamico per pareti verticali

I valori che sono stati ottenuti sono i seguenti per le due direzioni del vento considerate:

	C_{pe}
Parete verticale sopravvento	0,78
Parete verticale sottovento	-0,20
Piano esposto n°1	-0,80
Gradinata 1	0,36
Gradinata 2	0,44

Tabella.2.2.6 Valori del coefficiente aerodinamico per la prima direzione del vento

	C_{pe}
Parete verticale sopravvento	0,78
Parete verticale sottovento	-0,20
Piano esposto n°1	-0,80
Gradinata 1	0,48
Gradinata 2	0,32

Tabella.2.2.7 Valori del coefficiente aerodinamico per la seconda direzione del vento

- c_e è invece il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto della direzione di provenienza del vento e dell'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di 200m, esso è dato dalla formula seguente

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_0(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

k_r , z_0 , $z_{\min}$ sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione mentre c_t è il coefficiente di topografia.

La categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno e tutto questo viene dedotto dalle tabelle che seguono:

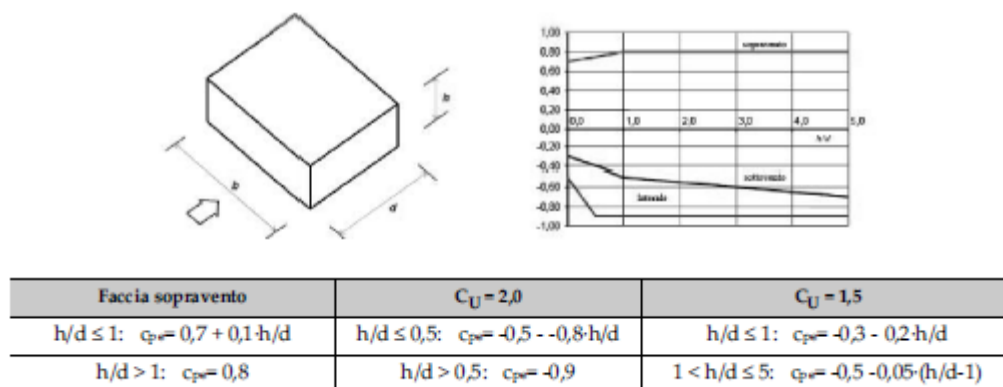


Figura 2-27 Valori dei coefficienti di esposizione

Dato che la classe di rugosità della costruzione è A (Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m) e dato che essa risiede in zona 1 (Piemonte) si ottiene una categoria di esposizione V cui corrispondono i seguenti parametri:

$$k_r = 0,23$$

$$z_0 = 0,7 [m]$$

$$z_{min} = 12 [m]$$

Il valore che si ricava è circa 2,97.

- c_d infine è il coefficiente dinamico, che viene cautelativamente assunto pari ad 1.

Le pressioni del vento ottenute per i vari elementi nelle due direzioni risultano le seguenti:

	$p \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
Parete verticale sopravento	0,907
Parete verticale sottovento	-0,233
Piano esposto n°1	-0,930
Gradinata 1	0,419
Gradinata 2	0,512

Tabella.2.2.8 Pressioni ottenute per la prima direzione del vento

	$p \left[\frac{kN}{m^2} \right]$
Parete verticale sopravento	0,907
Parete verticale sottovento	-0,233
Piano esposto n°1	-0,930
Gradinata 1	0,558
Gradinata 2	0,372

Tabella.2.2.9 Pressioni ottenute per la seconda direzione del vento

Gli schemi utilizzati per applicare questi carichi sono i seguenti:

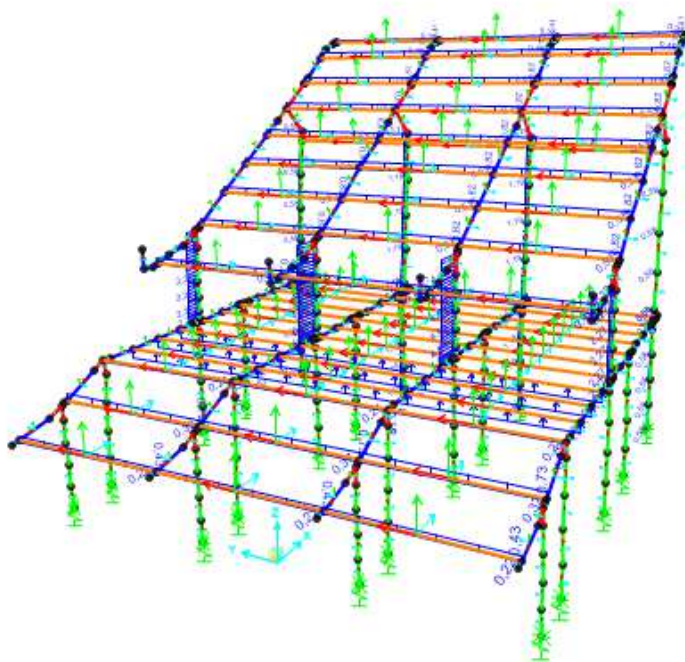


Figura 2-28 Schema di carico prima direzione del vento

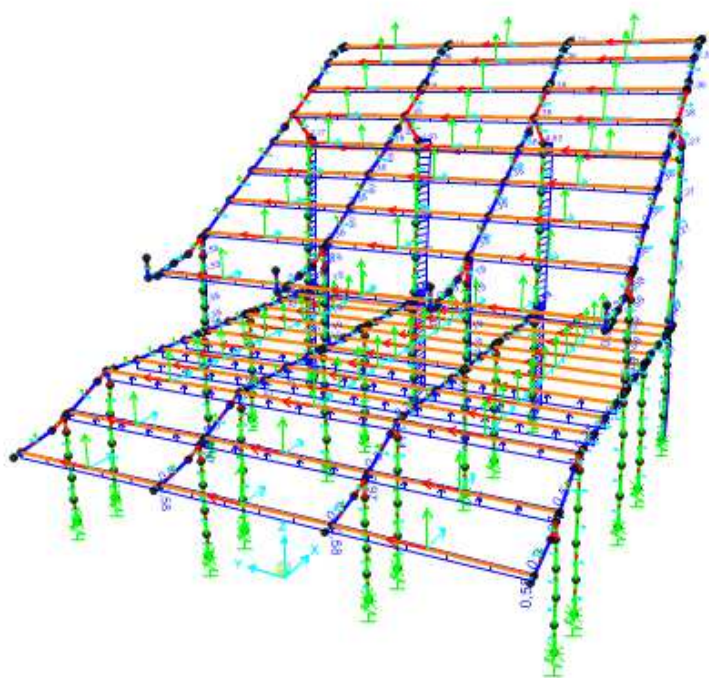


Figura 2-29 Schema di carico seconda direzione del vento

Le sollecitazioni che ne derivano nonché le rispettive reazioni al terreno sono riportate di seguito per entrambe le direzioni del vento considerate:

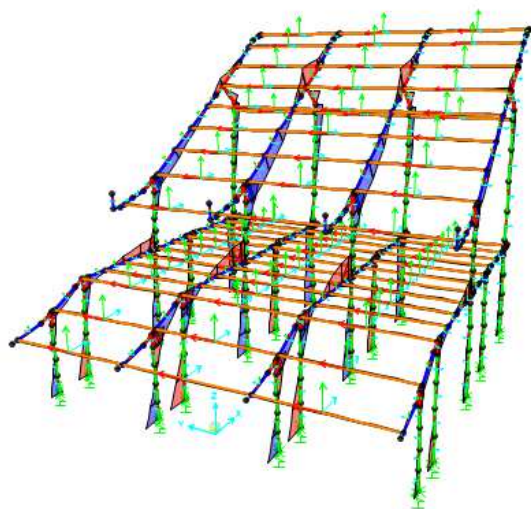


Figura 2-30 Momento flettente in direzione longitudinale
prima direzione del vento

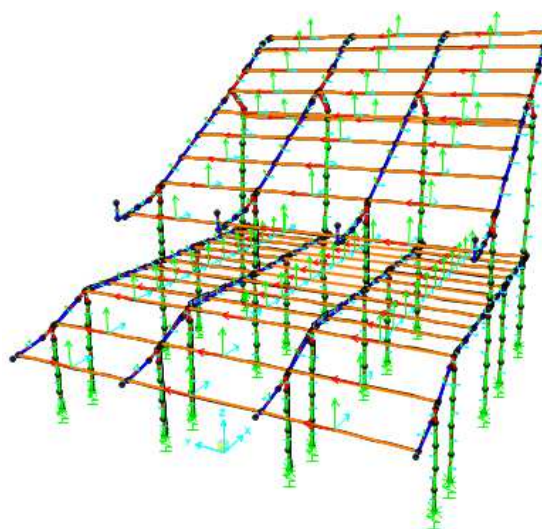


Figura 2-31 Taglio in direzione longitudinale prima direzione
del vento

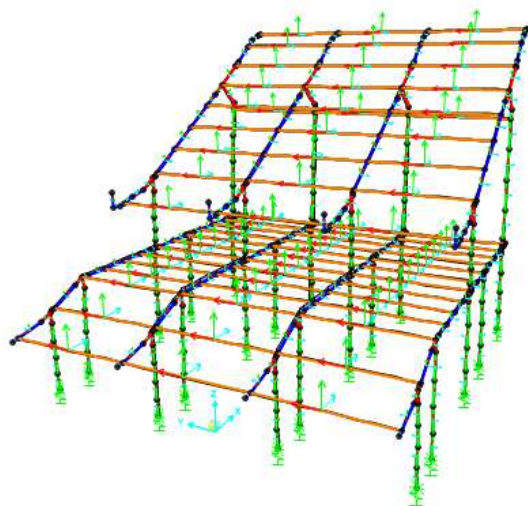


Figura 2-32 Sforzo normale prima direzione del vento

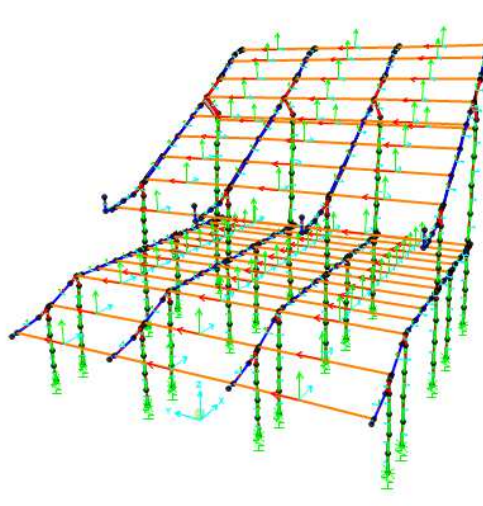


Figura 2-33 Momento torcente prima direzione del vento

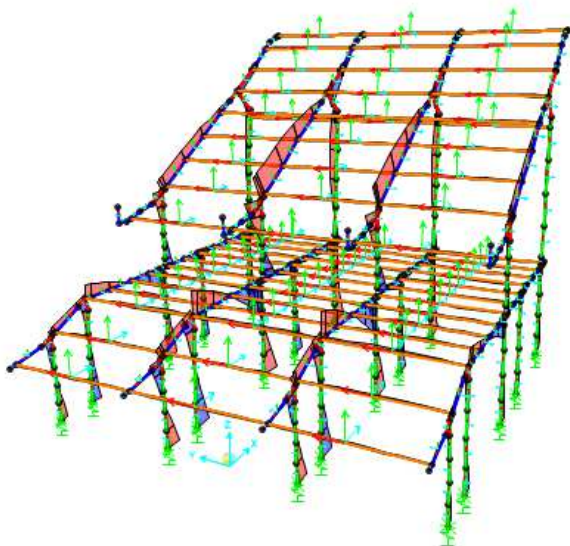


Figura 2-34 Momento flettente in direzione longitudinale seconda direzione del vento

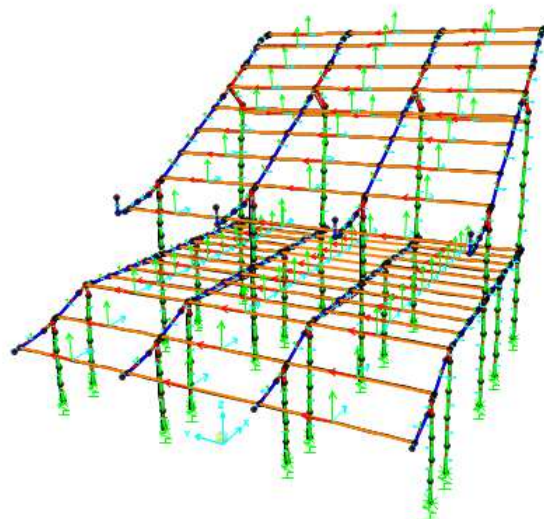


Figura 2-35 Taglio in direzione longitudinale seconda direzione del vento

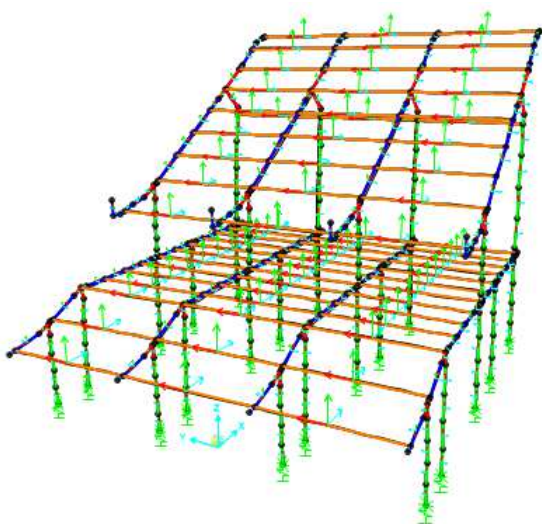


Figura 2-36 Sforzo normale seconda direzione del vento

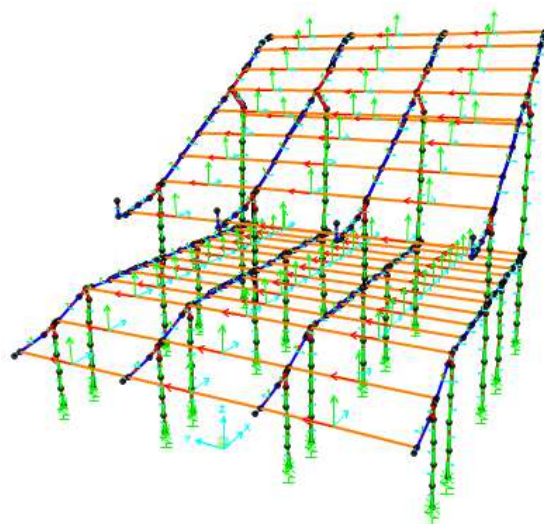


Figura 2-37 Momento torcente seconda direzione del vento

Prima direzione del vento							Seconda direzione del vento						
Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kN m]	Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
C1B1	-9	0	-7	0	-17	0	C1B1	8	0	1	0	15	0
C1B2	-17	0	-13	0	-30	0	C1B2	14	0	1	0	25	0
C1B3	-17	0	-13	0	-30	0	C1B3	14	0	1	0	25	0
C1B4	-9	0	-7	0	-17	0	C1B4	8	0	1	0	15	0
C2B1	-10	0	-4	0	-24	0	C2B1	8	0	-1	0	20	0
C2B2	-17	0	-8	0	-41	0	C2B2	14	0	-2	0	35	0
C2B3	-17	0	-8	0	-41	0	C2B3	14	0	-2	0	35	0
C2B4	-10	0	-4	0	-24	0	C2B4	8	0	-1	0	20	0
C3B1	-6	0	0	0	-23	0	C3B1	10	0	-5	0	26	0
C3B2	-8	0	0	0	-38	0	C3B2	18	0	-11	0	45	0
C3B3	-8	0	0	0	-38	0	C3B3	18	0	-11	0	45	0
C3B4	-6	0	0	0	-23	0	C3B4	10	0	-5	0	26	0
C4B1	-3	0	3	0	-17	0	C4B1	6	0	-5	0	19	0
C4B2	-5	0	7	0	-28	0	C4B2	11	0	-10	0	33	0
C4B3	-5	0	7	0	-28	0	C4B3	11	0	-10	0	33	0
C4B4	-3	0	3	0	-17	0	C4B4	6	0	-5	0	19	0
C5B1	-4	0	19	0	-27	0	C5B1	10	0	-20	0	29	0
C5B2	-7	0	35	0	-46	0	C5B2	18	0	-37	0	49	0
C5B3	-7	0	35	0	-46	0	C5B3	18	0	-37	0	49	0
C5B4	-4	0	19	0	-27	0	C5B4	10	0	-20	0	29	0

Tabella 2.2.10 Reazioni al piede dei pilastri per la prima e la seconda direzione del vento

2.2.5 Azione termica

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali. La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e l'eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti. Viene poi specificato che nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla tabella 3.5.II. della normativa vigente, di seguito riportata:

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

Figura 2-38 Valori della differenza di temperatura di progetto

Per quanto riguarda la struttura dello stadio Olimpico si adopera quindi una differenza di temperatura ΔT_u sull'intero edificio pari a $\pm 15^\circ\text{C}$ mentre per il caso di azione termica non uniforme si sottopongono i vari elementi esposti all'aria esterna ad una variazione di temperatura a farfalla di $\pm 5^\circ\text{C}$.

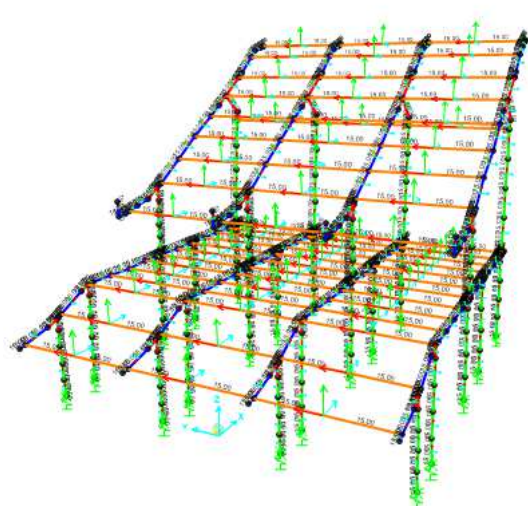


Figura 2-39 Schema del carico termico uniforme

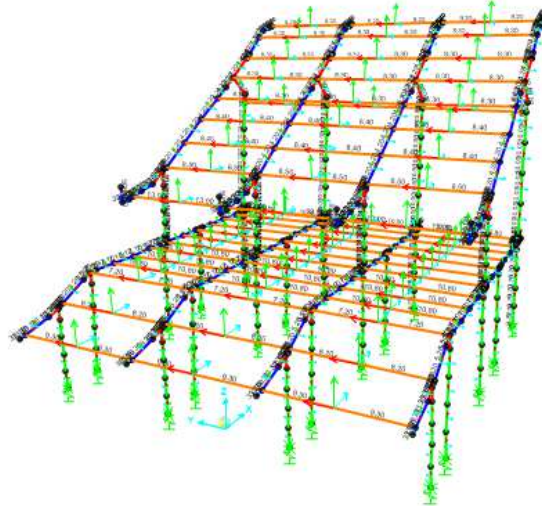


Figura 2-40 Schema del carico termico a farfalla

Le sollecitazioni prodotte sono di seguito riportate per quanto riguarda il carico termico uniforme $+15^{\circ}\text{C}$ e a farfalla $+5^{\circ}\text{C}$, in quanto gli altri risultano speculari:

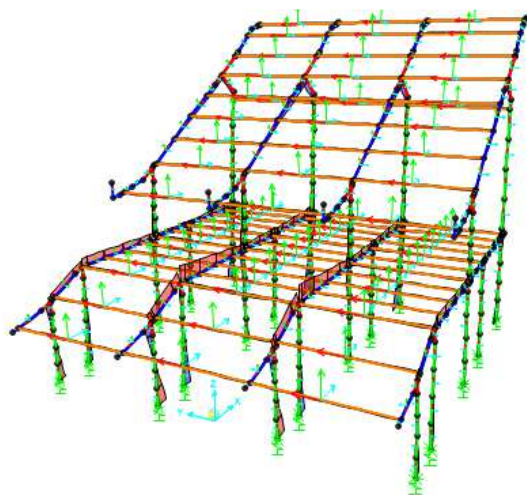


Figura 2-41 Momento flettente in direzione longitudinale ΔT uniforme $+15^{\circ}$

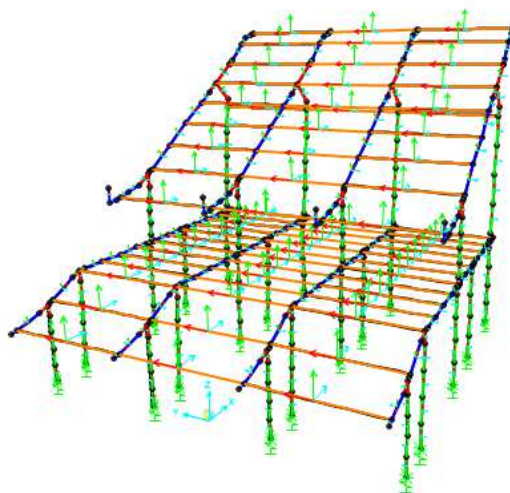


Figura 2-42 Taglio in direzione longitudinale ΔT uniforme $+15^{\circ}$

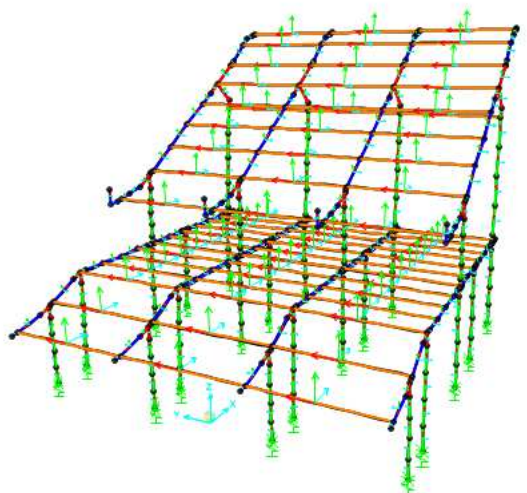


Figura 2-43 Sforzo Normale ΔT uniforme $+15^{\circ}$

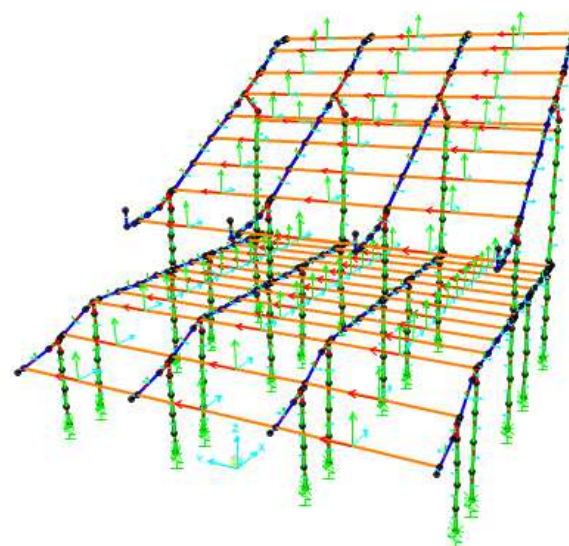


Figura 2-44 Momento torcente ΔT uniforme $+15^{\circ}$

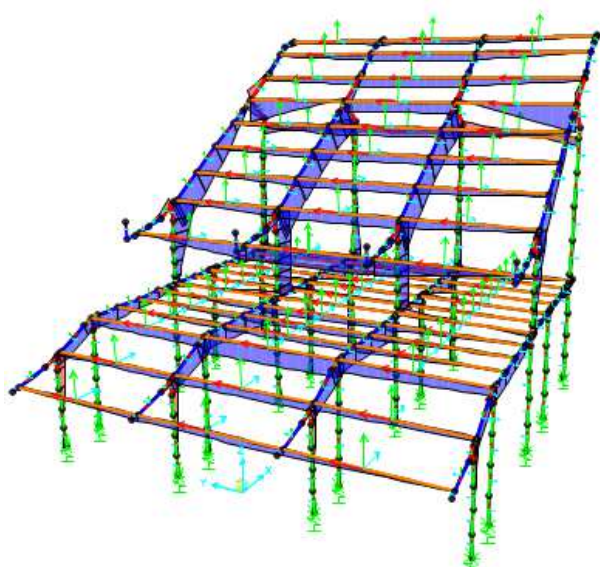


Figura 2-45 Momento flettente in direzione longitudinale ΔT a farfalla $+5^\circ$

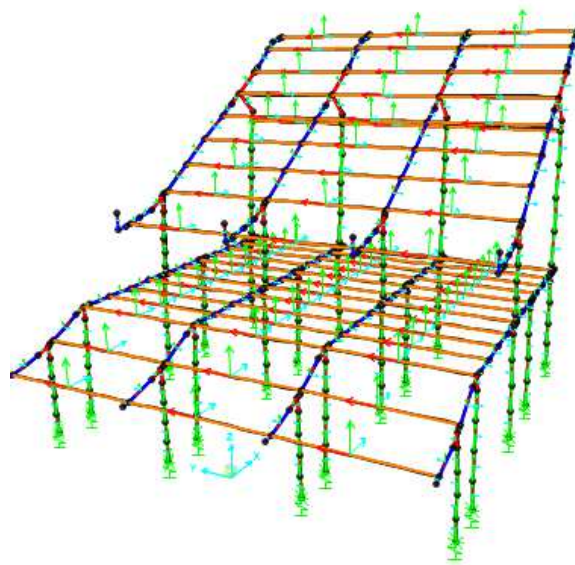


Figura 2-46 Taglio in direzione longitudinale ΔT a farfalla $+5^\circ$

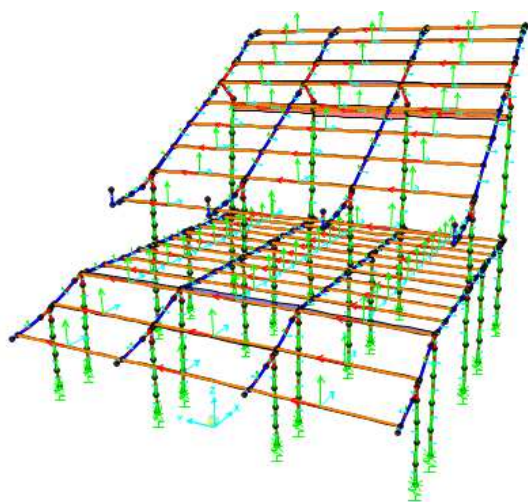


Figura 2-47 Sforzo Normale ΔT a farfalla $+5^\circ$

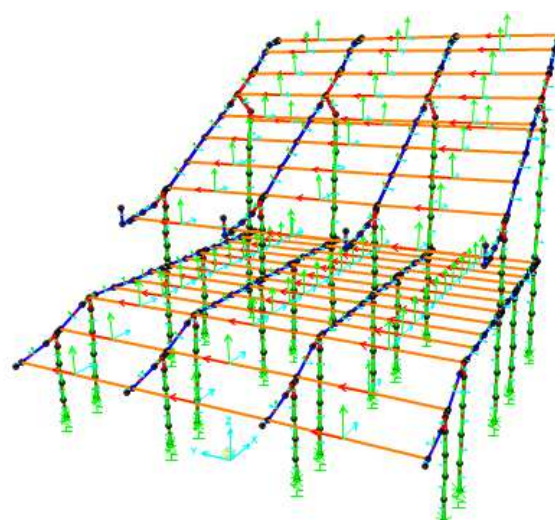


Figura 2-48 Momento torcente ΔT a farfalla $+5^\circ$

ΔT uniforme $+15^\circ$							ΔT a farfalla $+5^\circ$						
Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kN m]	Joint	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
C1B1	6	0	2	0	13	-1	C1B1	-7	0	2	0	-5	0
C1B2	11	0	3	0	21	-1	C1B2	-5	0	-1	0	-2	0
C1B3	11	0	3	0	21	1	C1B3	-5	0	-1	0	-2	0
C1B4	6	0	2	0	13	1	C1B4	-7	0	2	0	-5	0
C2B1	3	1	0	0	11	0	C2B1	0	-1	1	0	0	0
C2B2	6	1	0	0	19	0	C2B2	3	-1	-1	0	6	0
C2B3	6	-1	0	0	19	0	C2B3	3	1	-1	0	6	0
C2B4	3	-1	0	0	11	0	C2B4	0	1	1	0	0	0
C3B1	3	1	-2	0	5	0	C3B1	0	0	2	0	1	0
C3B2	5	1	-4	0	8	0	C3B2	5	-1	-2	0	9	0
C3B3	5	-1	-4	0	8	0	C3B3	5	1	-2	0	9	0
C3B4	3	-1	-2	0	5	0	C3B4	1	0	2	0	1	0
C4B1	-2	1	-1	0	-4	0	C4B1	2	0	1	0	2	0
C4B2	-2	1	-2	0	-7	0	C4B2	8	-1	-1	0	11	0
C4B3	-2	-1	-2	0	-7	0	C4B3	8	1	-1	0	11	0
C4B4	-2	-1	-1	0	-4	0	C4B4	2	0	1	0	3	0
C5B1	-12	1	1	0	-28	0	C5B1	-2	0	1	0	-15	0
C5B2	-18	1	3	0	-46	0	C5B2	-3	0	-3	0	-23	0
C5B3	-18	-1	3	0	-46	0	C5B3	-3	0	-3	0	-23	0
C5B4	-12	-1	1	0	-28	0	C5B4	-3	0	1	0	-16	0

Figura 0-1 Reazioni al piede dei pilastri dovute al carico termico

2.3 Caratterizzazione dei materiali

Nella relazione originaria di progetto del 1932 (Bianchini; Fagnoni; Ortensi) viene specificato:

“Impiego di cemento ad alta resistenza 650 kg/cm²: coefficiente di lavoro per il calcestruzzo sino a 65 kg/cm² e per il ferro fino a 1200 kg/cm²”. Nel periodo di progettazione e costruzione dell’opera vigeva il primo decreto ministeriale emanato in Italia (Decreto Ministeriale, 10 gennaio 1907). In tale documento, nei riguardi del calcestruzzo, viene detto che: “La resistenza allo schiacciamento del conglomerato di dosatura normale, a 28 giorni di maturazione avvenuta in ambiente umido, sperimentata su cubi di 10-15 cm di lato, secondo la grossezza degli elementi, non dovrà risultare inferiore a 150 kg/cm². Per impasti d’altra dosatura la resistenza allo schiacciamento, sperimentata come si è detto, non dovrà essere inferiore a cinque volte il carico di sicurezza adottato nei calcoli, colla tolleranza del 10% rispetto al carico medio di rottura”. Ciò significa che per il calcestruzzo originario si ha:

$$\sigma_{c,amm} = \frac{R_{c,k}}{5} \geq \sigma_c \quad \text{con} \quad \sigma_{c,amm} = 65 \frac{kg}{cm^2}$$

Quindi:

$$R_{cm} = 65 \frac{kg}{cm^2} * 5 = 325 \frac{kg}{cm^2} = 32,5 MPa$$

Essendo poi :

$$f_{cm} = 0,83 * R_{cm} = 26,97 MPa$$

Allora

$$f_{cd} = f_{cm} - 8 = 18,98 MPa$$

“Per le armature del conglomerato sarà preferibilmente da impiegarsi il ferro colato o ferro omogeneo ottenuto col procedimento Siemens-Martin. Il metallo sarà liscio alla superficie, privo di gobbe o soffiature, di screpolature e di altre soluzioni di continuità. La resistenza alla rottura per trazione, sperimentata su provette aventi una lunghezza utile di 20 diametri, preparata a freddo, ed in tutto conformi ai tipi normali adottati dall’Associazione Italiana per gli studi dei materiali da costruzione, sarà compresa fra 36 e 45 kg/mm². Il coefficiente di qualità, ossia il prodotto del carico unitario di rottura per mm² per l’allungamento percentuale, non dovrà risultare inferiore a 900. Qualora sia ammesso lo impiego del ferro agglomerato o saldato, esso dovrà essere compatto, malleabile a caldo e a freddo, saldabile, liscio sulla superficie esterna, privo di screpolature; non dovrà presentare bruciature, saldature aperte ed altre soluzioni di continuità. La resistenza alla tensione, determinata come sopra, sarà almeno di 34 kg/mm² con un coefficiente di qualità minimo di 400” ed ancora: “Il ferro omogeneo non sarà assoggettato a sforzo di tensione o di compressione semplice (cioè senza pericolo di flessione laterale) superiore 1000 kg/cm² e ad 800 kg/cm² per la sollecitazione al taglio”. Procedendo a favore di sicurezza nei riguardi dell’acciaio si è deciso di adottare i valori più cautelativi tra quelli permessi dalla norma:

$$f_{yk} = 36 \frac{kg}{mm^2} = 360 MPa = 3 * \sigma_{s,amm}$$

dove $\sigma_{s,amm}$ è riportata nella relazione originaria ed è pari a 120 MPa

Per quanto l’allungamento percentuale ε_{su} , considerando anche in questo caso i valori più cautelativi della norma si avrà che:

$$\sigma = \text{resistenza a trazione} = 360 MPa$$

$$\text{coefficiente di qualità} = \sigma * \varepsilon [\%] = 900 MPa$$

$$\varepsilon_{su} [\%] = \frac{900}{360} = 2,5\%$$

3 Analisi statica e verifiche SLU

3.1 Combinazione delle azioni

Con la finalità di eseguire le verifiche agli stati limite ultimi è stata utilizzata la combinazione fondamentale delle azioni come riportato nella [2.5.1] della normativa NTC18:

$$\gamma_{G_1} * G_1 + \gamma_{G_2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q_1} * Q_{k1} + \gamma_{Q_2} * \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_3 * \psi_{03} Q_{k3} \dots$$

Con i coefficienti riportati nelle seguenti tabelle:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Tabella 3.1.1 Valori dei coefficienti di combinazione

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 3.1.2 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Applicando gli specifici coefficienti si ottengono le combinazioni che verranno utilizzate:

G_{MAX} con azione dominante della folla:

COMB1. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA$

COMB2. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TERMICA$

COMB3. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

COMB4. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TERMICA + 0,9 \cdot VENTO$

G_{MIN} con azione dominante della folla:

COMB5. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA$

COMB6. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TERMICA$

COMB7. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

COMB8. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TERMICA + 0,9 \cdot VENTO$

G_{MAX} con azione termica dominante:

COMB9. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA$

COMB10. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA + 1,05 \cdot FOLLA$

COMB11. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA + 0,9 \cdot VENTO$

COMB12. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA + 1,05 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

G_{MIN} con azione termica dominante:

COMB13. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA$

COMB14. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA + 1,05 \cdot FOLLA$

COMB15. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA + 0,9 \cdot VENTO$

COMB16. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA + 1,05 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

G_{MAX} con azione del vento dominante:

COMB17. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot VENTO$

COMB18. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot VENTO + 1,05 \cdot FOLLA$

COMB19. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot VENTO + 0,9 \cdot TERMICA$

COMB20. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot VENTO + 1,05 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TERMICA$

G_{MIN} con azione del vento dominante:

COMB21. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot VENTO$

COMB22. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot VENTO + 1,05 \cdot FOLLA$

COMB23. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot VENTO + 0,9 \cdot TERMICA$

COMB24. $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot VENTO + 1,05 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TERMICA$

3.2 Verifiche SLU per sollecitazioni normali e tangenziali

Nei seguenti paragrafi vengono analizzate le sezioni del telaio delle quali nella relazione originaria sono descritte la geometria ed il quantitativo di armatura, nonché la base e la testa di ciascun pilastro.

La verifica alle sollecitazioni normali è una verifica di pressoflessione deviata, essendo le sezioni soggette contemporaneamente a sforzo normale e momento flettente nelle due direzioni radiale e circonferenziale. Sono stati tracciati i domini di resistenza nel piano M_2 - M_3 di ciascuna sezione ricorrendo al software VCASLU (Gelfi 2011). Lo sforzo normale agente è assunto a partire dal massimo sforzo normale resistente:

$$N_{Rd,max} = f_{cd} * A_c + f_{yd} * A_{s,tot}$$

È stata poi valutata poi la dispersione degli sforzi normali sollecitanti valutando rispettivamente i rapporti tra lo sforzo normale massimo e minimo agente e lo sforzo normale resistente. In base ai loro valori si è deciso di adottare un passo percentuale di sforzo normale pari al 2,5% tra i domini di resistenza di ogni sezione. I momenti flettenti sollecitanti che cadono all'interno dei domini di resistenza risultano verificati. In caso di esito negativo viene indicata la combinazione di carico dalla quale proviene la coppia di momenti sollecitanti.

La verifica a taglio delle sezioni prevede la costruzione di un altro dominio di resistenza nel piano V_2 - V_3 per tutte quelle sezioni in cui è stato possibile ricavare dalla relazione originaria informazioni relative al quantitativo di staffe presente.

Per quelle sezioni che presentano un piego nell'armatura longitudinale in prossimità dell'appoggio è stata inoltre valutata la componente aggiuntiva di resistenza offerta nei confronti delle sollecitazioni di taglio, comportando in questo caso un'espansione del dominio di resistenza ove presenti.

La resistenza a taglio totale sarà data allora dalla seguente:

$$V_{Rd,s} = V_{Rd,1} + V_{Rd,2}$$

$$V_{Rd,1} = \frac{A_{sw}}{s * \sin \alpha} * z * f_{ywd} * (\cot \theta + \cot \alpha) * \sin^2 \alpha \quad (1)$$

$$V_{Rd,2} = \left(\frac{z * (\cot \theta + \cot \alpha)}{\sin \alpha} \right) * A_{sw} * f_{ywd} * \sin^2 \alpha \quad (2)$$

Dove nella (1) si considera $\alpha = 90^\circ$ mentre nella (2) $\alpha = 45^\circ$, $\left(\frac{z * (\cot \theta + \cot \alpha)}{\sin \alpha} \right) = 1$

3.2.1 Sezione A

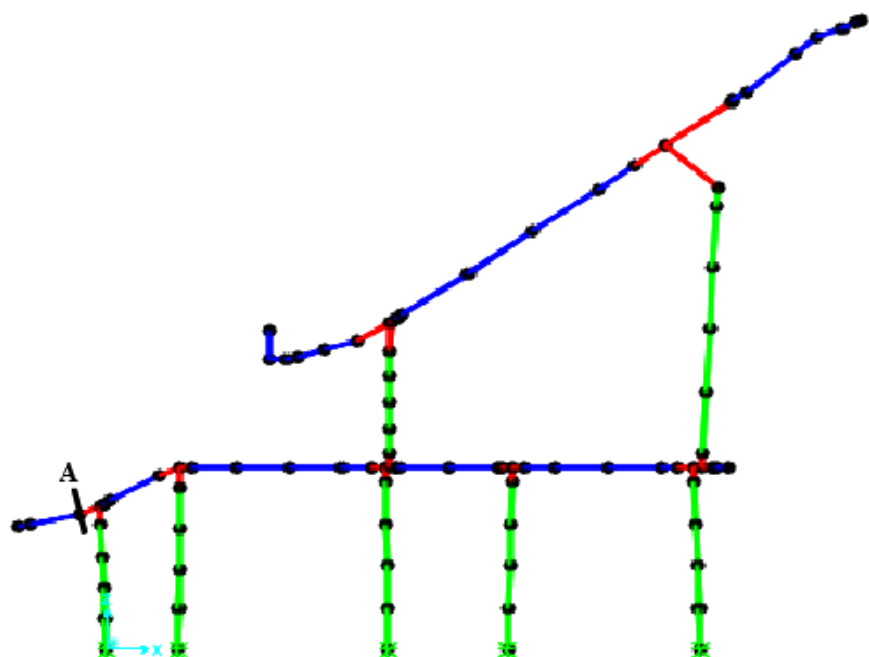


Figura 3-1 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

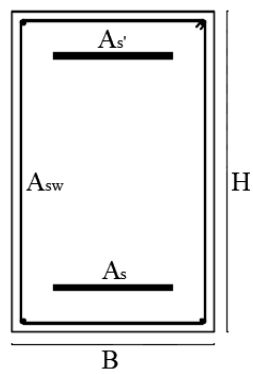


Figura 3-2 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A _s '	A _s	A _{sw}	piego
0,35	0,995	6φ20	-	2φ8/20cm	1 barra

Tabella 3.2.1 Geometria ed armatura della sezione A

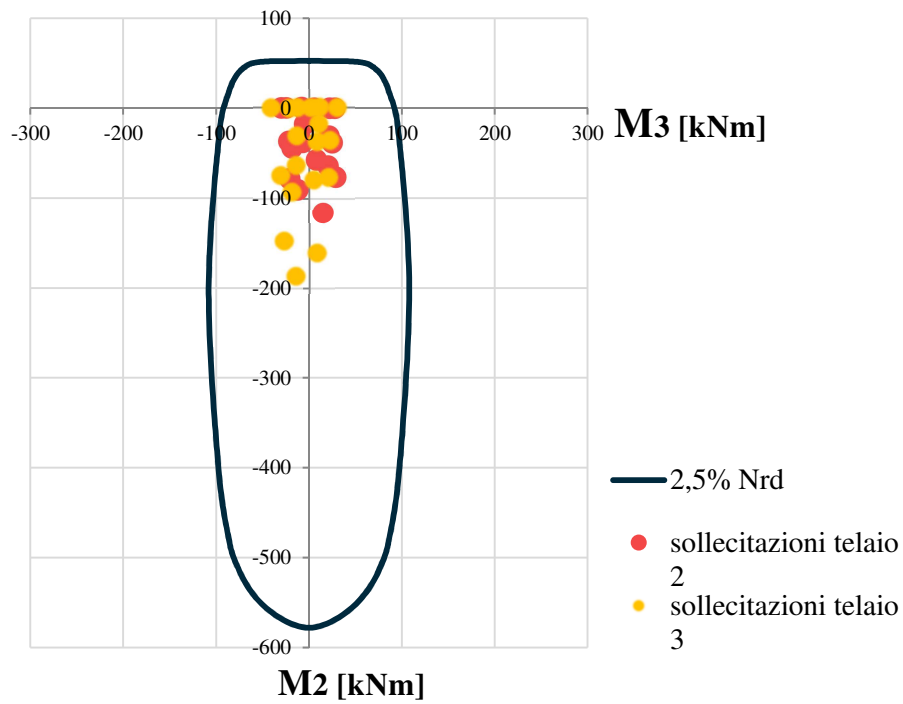


Figura 3-3 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione A dei due telai centrali

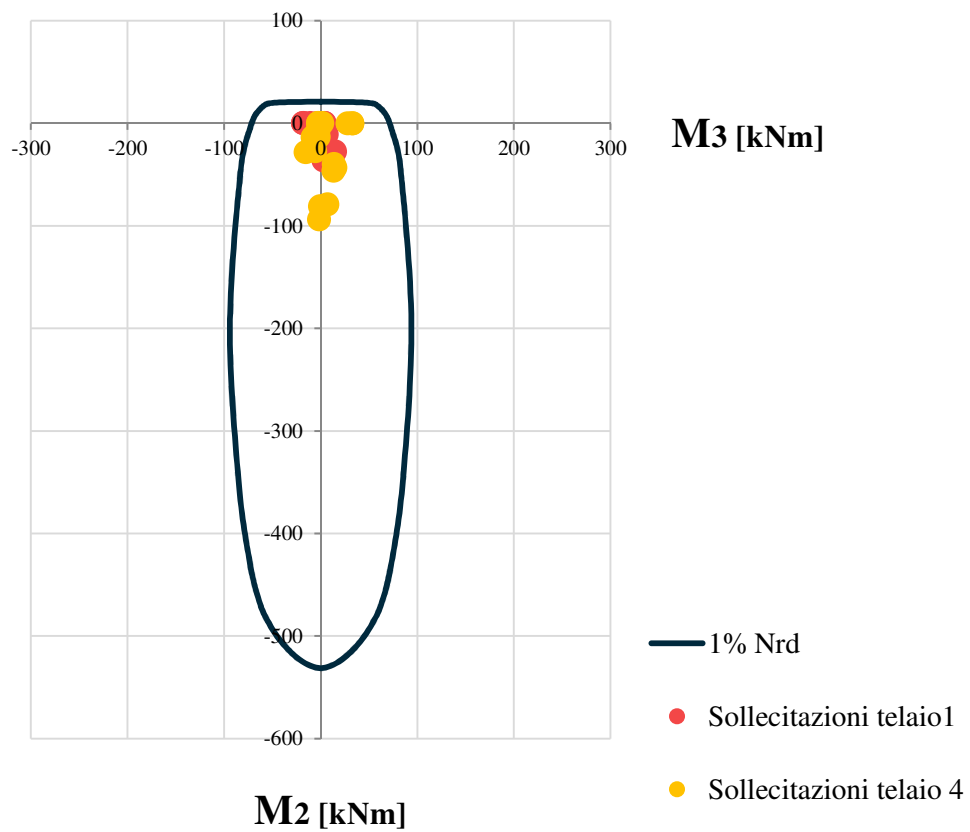


Figura 3-4 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione A dei due telai esterni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	11	-21	4	20	-81	-1	0,00
Max P	11	-10	-3	19	-40	14	0,60
Max P	10	0	-11	19	0	28	1,20
Max P	0	-28	2	0	-27	-6	0,00
Min P	-1	-13	0	-1	-13	-2	0,60
Min P	-1	0	-3	-1	0	2	1,20
Min P	6	-28	15	14	-79	7	0,00
Min P	2	-8	5	17	-43	15	0,60
Max M2	2	0	4	17	0	33	1,20
Max M2	4	-22	-6	5	-28	-15	0,00
Max M2	8	-14	-7	1	-9	-4	0,60
Max M2	7	0	-18	1	0	-2	1,20
Min M2	7	-11	7	7	-14	-8	0,00
Min M2	6	-5	3	6	-6	-2	0,60
Min M2	2	0	4	1	0	-2	1,20
Min M2	4	-37	3	14	-94	-1	0,00
Max M3	4	-18	-5	13	-46	14	0,60
Max M3	7	0	-18	17	0	33	1,20
Max M3	11	-21	4	20	-81	-1	0,00
Max M3	11	-10	-3	19	-40	14	0,60
Min M3	10	0	-11	19	0	28	1,20
Min M3	0	-28	2	0	-27	-6	0,00
Min M3	-1	-13	0	-1	-13	-2	0,60
Min M3	-1	0	-3	-1	0	2	1,20
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	26	-90	-13	43	-161	8	0,00
Max P	25	-44	-19	42	-80	5	0,60
Max P	24	0	-25	41	0	2	1,20
Max P	-1	-64	20	4	-64	-14	0,00
Min P	-2	-31	21	4	-31	-13	0,60
Min P	-2	0	22	3	0	-12	1,20
Min P	4	-76	28	22	-77	21	0,00
Min P	3	-38	24	21	-36	22	0,60
Max M2	5	0	27	18	0	30	1,20
Max M2	21	-78	-21	25	-148	-27	0,00
Max M2	20	-37	-22	24	-75	-30	0,60
Max M2	17	0	-30	26	-1	-41	1,20
Min M2	12	-38	-7	17	-38	8	0,00
Min M2	11	-18	-5	16	-18	10	0,60
Min M2	14	0	-8	15	0	11	1,20
Min M2	13	-116	15	30	-187	-14	0,00
Max M3	12	-57	7	29	-93	-18	0,60
Max M3	9	-1	5	29	-1	-22	1,20
Max M3	26	-90	-13	43	-161	8	0,00
Max M3	25	-44	-19	42	-80	5	0,60
Min M3	24	0	-25	41	0	2	1,20
Min M3	-1	-64	20	4	-64	-14	0,00
Min M3	-2	-31	21	4	-31	-13	0,60
Min M3	-2	0	22	3	0	-12	1,20

Tabella 3.2.2 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione A

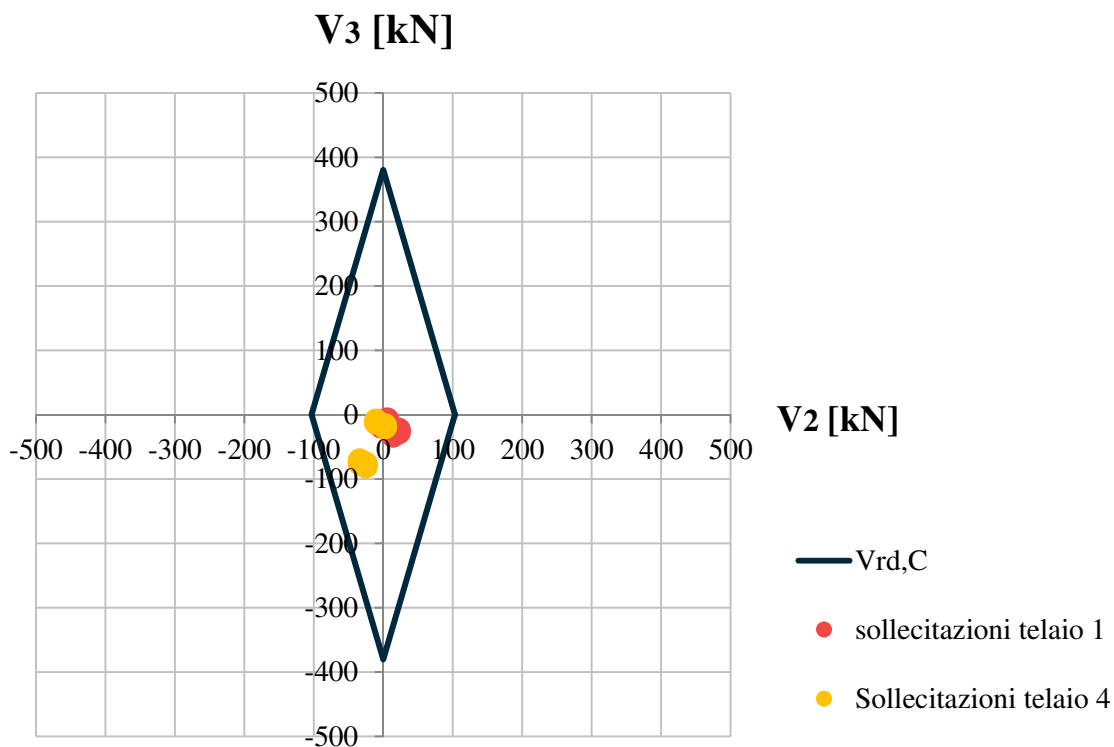


Figura 3-5 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione A dei due telai esterni

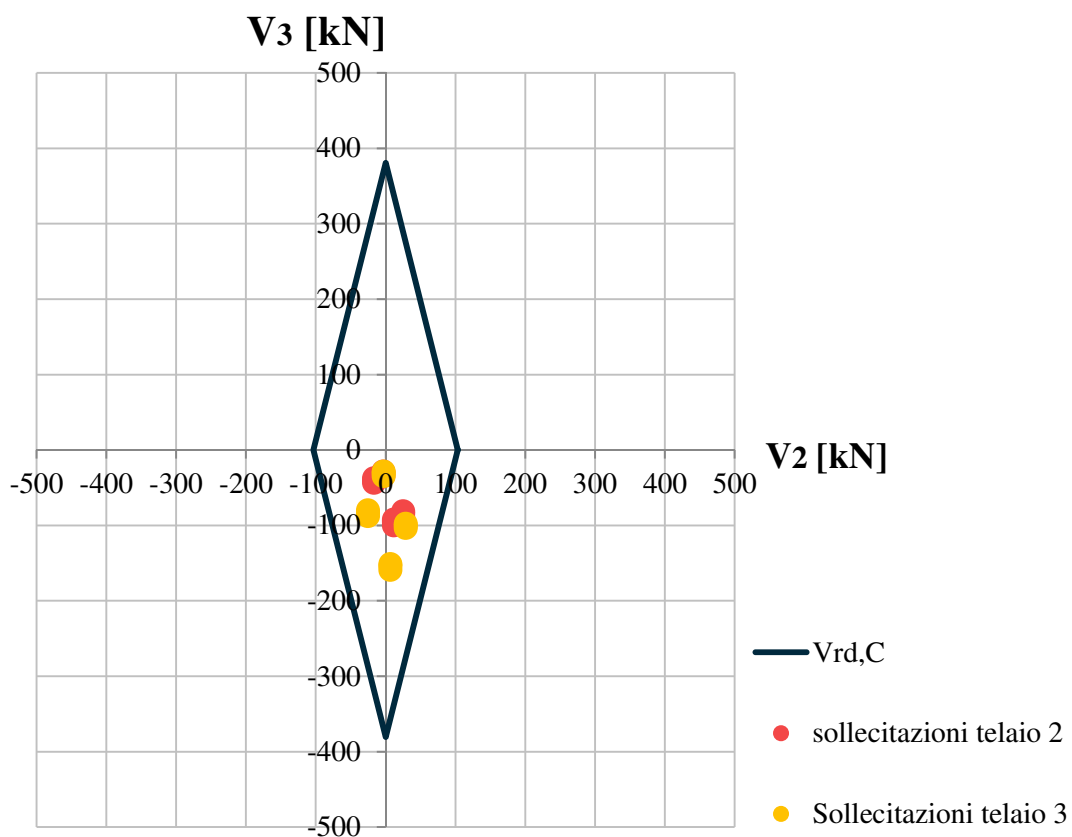


Figura 3-6 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione A dei due telai centrali

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-11	6	-13	-10	0,00
Max V2	-9	6	-11	-10	0,60
Max V2	-8	6	-10	-10	1,20
Max V2	-33	14	-81	-25	0,00
Min V2	-30	14	-78	-25	0,60
Min V2	-28	14	-76	-25	1,20
Min V2	-28	23	-20	2	0,00
Min V2	-25	23	-18	2	0,60
Max V3	-23	23	-17	2	1,20
Max V3	-19	-3	-76	-34	0,00
Max V3	-16	-3	-73	-34	0,60
Max V3	-15	-3	-71	-34	1,20
Min V3	-11	6	-13	-10	0,00
Min V3	-9	6	-11	-10	0,60
Min V3	-8	6	-10	-10	1,20
Min V3	-14	3	-10	-59	1,28
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-35	-3	-35	-3	0,00
Max V2	-31	-3	-31	-3	0,60
Max V2	-29	-3	-29	-3	1,20
Max V2	-100	12	-159	7	0,00
Min V2	-96	12	-154	7	0,60
Min V2	-93	12	-151	7	1,20
Min V2	-89	25	-104	29	0,00
Min V2	-84	25	-100	29	0,60
Max V3	-82	25	-98	29	1,20
Max V3	-44	-16	-88	-25	0,00
Max V3	-40	-16	-83	-25	0,60
Max V3	-38	-16	-80	-25	1,20
Min V3	-35	-3	-35	-3	0,00
Min V3	-31	-3	-31	-3	0,60
Min V3	-29	-3	-29	-3	1,20
Min V3	-100	12	-159	7	1,28

Tabella 3.2.3 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione A

3.2.2 Sezione C

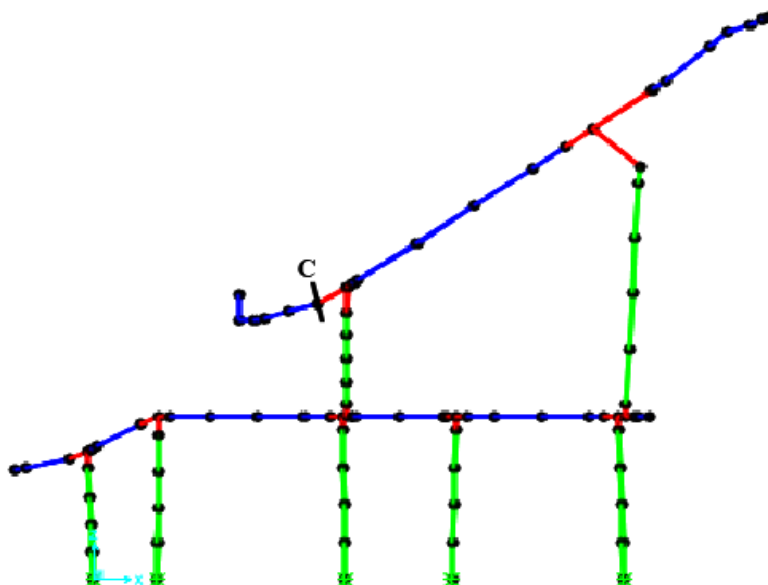


Figura 3-7 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

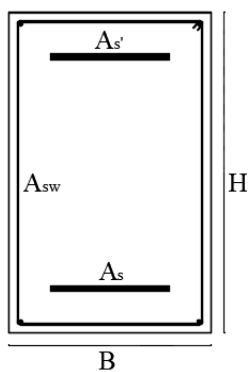


Figura 3-8 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	$A_{s'}$	A_s	A_{sw}	piego
0,35	1,35	6 ϕ 20	-	4 ϕ 8/20cm	1 barra

Tabella 3.2.4 Geometria ed armatura della sezione C

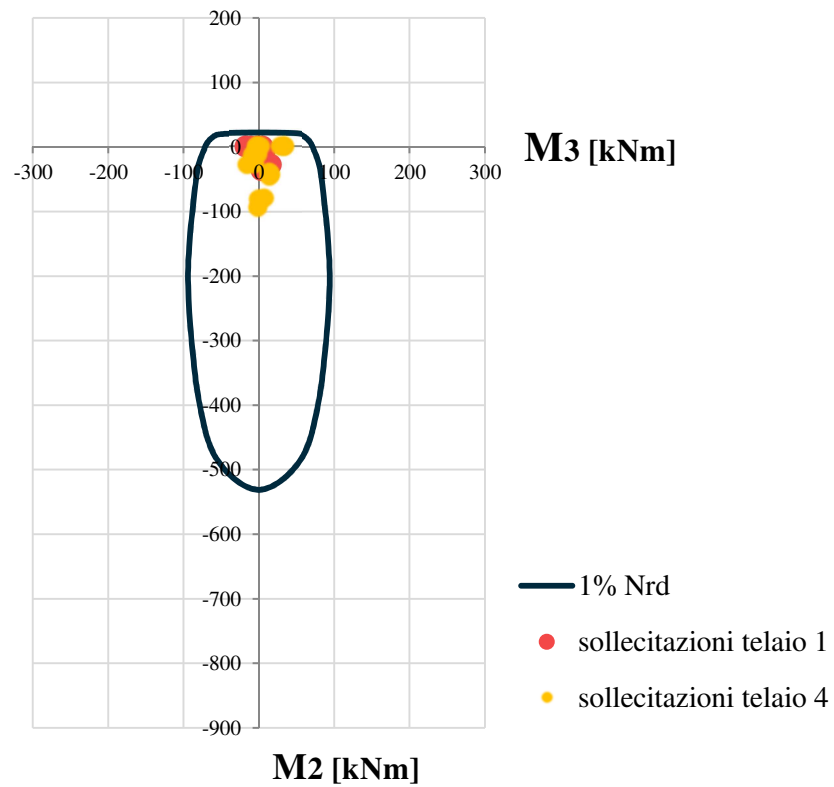


Figura 3-9 Dominio di resistenza per la verifica a pressoflessione nella sezione C dei due telai esterni

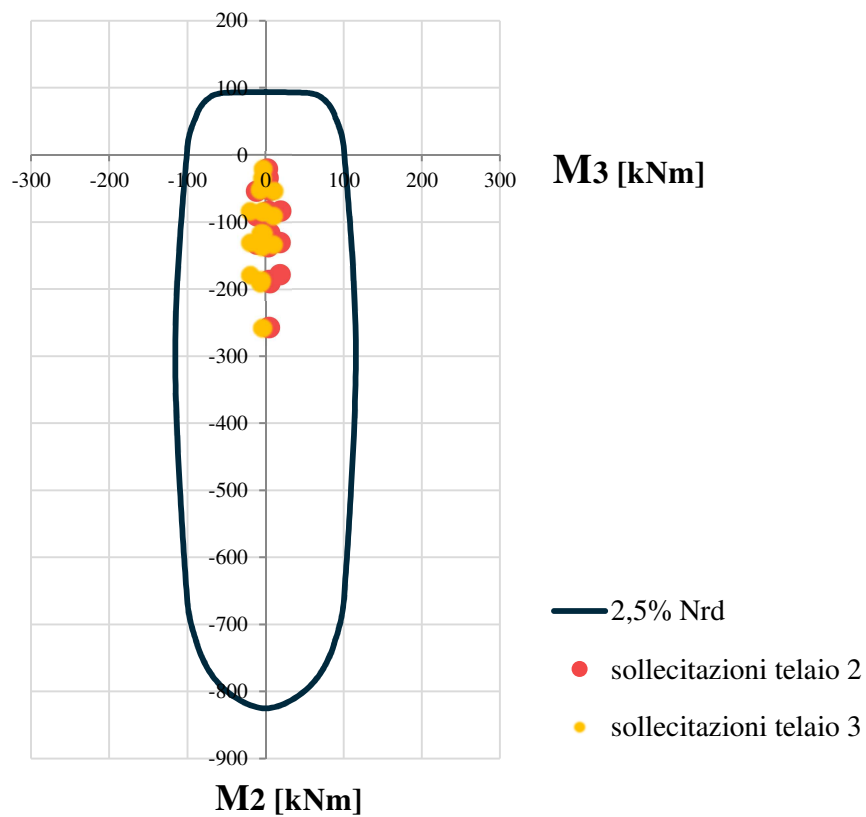


Figura 3-10 Dominio di resistenza per la verifica a pressoflessione nella sezione C dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station [m]
	N _{sd} [kN]	M _{2s} [kNm]	M _{3s} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2s} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	11	-21	4	20	-81	-1	0,00
Max P	11	-10	-3	19	-40	14	0,60
Max P	10	0	-11	19	0	28	1,20
Max P	0	-28	2	0	-27	-6	0,00
Min P	-1	-13	0	-1	-13	-2	0,60
Min P	-1	0	-3	-1	0	2	1,20
Min P	6	-28	15	14	-79	7	0,00
Min P	2	-8	5	17	-43	15	0,60
Max M2	2	0	4	17	0	33	1,20
Max M2	4	-22	-6	5	-28	-15	0,00
Max M2	8	-14	-7	1	-9	-4	0,60
Max M2	7	0	-18	1	0	-2	1,20
Min M2	7	-11	7	7	-14	-8	0,00
Min M2	6	-5	3	6	-6	-2	0,60
Min M2	2	0	4	1	0	-2	1,20
Min M2	4	-37	3	14	-94	-1	0,00
Max M3	4	-18	-5	13	-46	14	0,60
Max M3	7	0	-18	17	0	33	1,20
Max M3	11	-21	4	20	-81	-1	0,00
Max M3	11	-10	-3	19	-40	14	0,60
Min M3	10	0	-11	19	0	28	1,20
Min M3	0	-28	2	0	-27	-6	0,00
Min M3	-1	-13	0	-1	-13	-2	0,60
Min M3	-1	0	-3	-1	0	2	1,20
	TELAIO 2			TELAIO 3			station [m]
	N _{sd} [kN]	M _{2s} [kNm]	M _{3s} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2s} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	53	-190	6	52	-191	-6	0,00
Max P	51	-136	4	51	-137	-4	0,60
Max P	50	-85	2	50	-85	-2	1,20
Max P	5	-117	2	5	-118	-2	0,00
Min P	5	-84	4	4	-85	-4	0,60
Min P	4	-52	6	3	-53	-6	1,20
Min P	30	-178	18	27	-134	10	0,00
Min P	26	-130	18	29	-91	10	0,60
Max M2	24	-84	19	30	-54	11	1,20
Max M2	28	-133	-11	29	-179	-19	0,00
Max M2	30	-90	-11	25	-131	-18	0,60
Max M2	31	-54	-11	23	-84	-19	1,20
Min M2	26	-49	4	26	-50	-4	0,00
Min M2	26	-34	3	25	-35	-3	0,60
Min M2	25	-21	2	24	-21	-2	1,20
Min M2	32	-258	4	31	-259	-4	0,00
Max M3	30	-186	4	30	-187	-5	0,60
Max M3	29	-116	5	29	-117	-5	1,20
Max M3	53	-190	6	52	-191	-6	0,00
Max M3	51	-136	4	51	-137	-4	0,60
Min M3	50	-85	2	50	-85	-2	1,20
Min M3	5	-117	2	5	-118	-2	0,00
Min M3	5	-84	4	4	-85	-4	0,60
Min M3	4	-52	6	3	-53	-6	1,20

Tabella 3.2.5 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione C

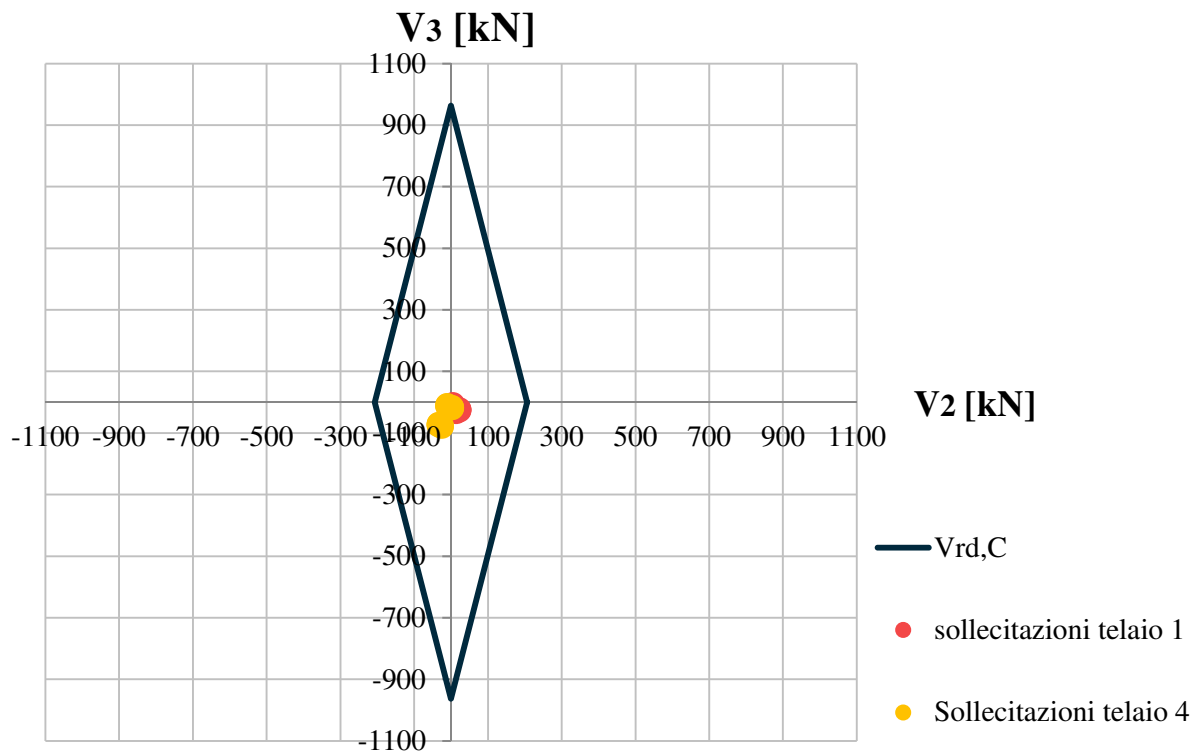


Figura 3-11 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione C dei due telai esterni

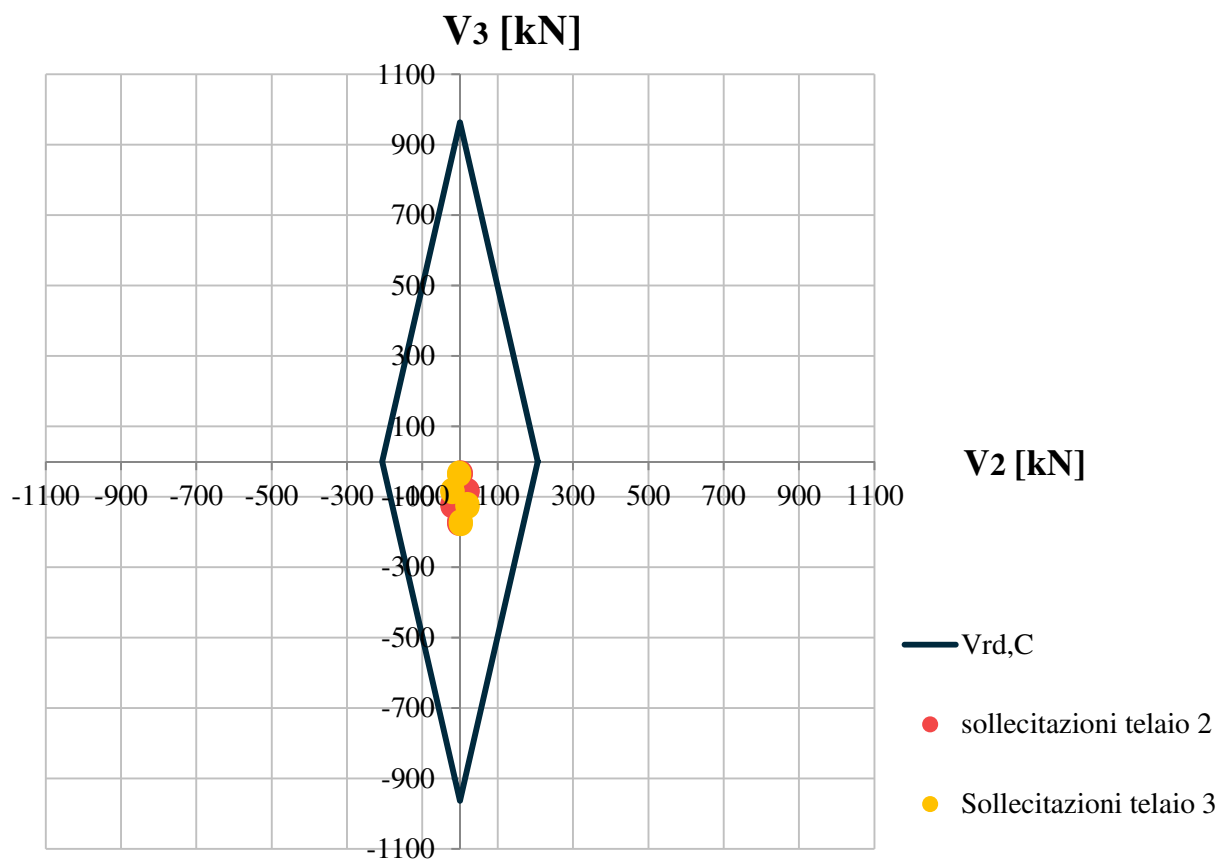


Figura 3-12 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione C dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-11	6	-13	-10	0,00
Max V2	-9	6	-11	-10	0,60
Max V2	-8	6	-10	-10	1,20
Max V2	-33	14	-81	-25	0,00
Min V2	-30	14	-78	-25	0,60
Min V2	-28	14	-76	-25	1,20
Min V2	-28	23	-20	2	0,00
Min V2	-25	23	-18	2	0,60
Max V3	-23	23	-17	2	1,20
Max V3	-19	-3	-76	-34	0,00
Max V3	-16	-3	-73	-34	0,60
Max V3	-15	-3	-71	-34	1,20
Min V3	-11	6	-13	-10	0,00
Min V3	-9	6	-11	-10	0,60
Min V3	-8	6	-10	-10	1,20
Min V3	-33	14	-81	-25	1,28
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-38	2	-39	-2	0,00
Max V2	-34	2	-35	-2	0,60
Max V2	-31	2	-32	-2	1,20
Max V2	-178	-2	-178	2	0,00
Min V2	-173	-2	-174	2	0,60
Min V2	-169	-2	-170	2	1,20
Min V2	-88	20	-129	20	0,00
Min V2	-84	20	-124	20	0,60
Max V3	-81	20	-121	20	1,20
Max V3	-128	-20	-88	-20	0,00
Max V3	-123	-20	-84	-20	0,60
Max V3	-119	-20	-82	-20	1,20
Min V3	-38	2	-39	-2	0,00
Min V3	-34	2	-35	-2	0,60
Min V3	-31	2	-32	-2	1,20
Min V3	-178	-2	-178	2	1,28

Tabella 3.2.6 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione C

3.2.3 Sezione D

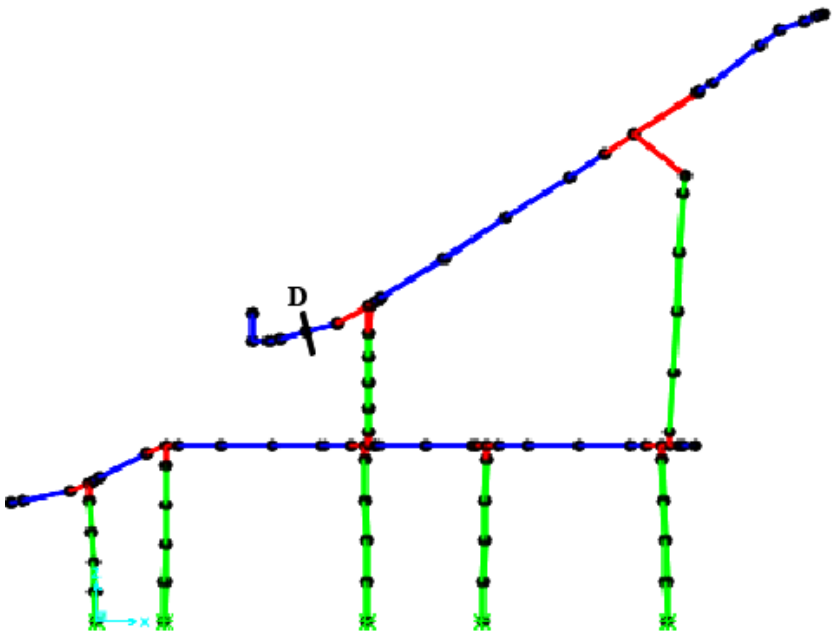


Figura 3-13 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

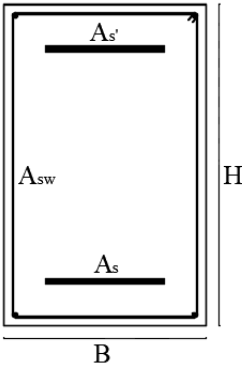


Figura 3-14 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}	piego
0,35	0,67	5 ϕ 20	-	4 ϕ 8/20cm	1 barra

Tabella 3.2.7 Geometria ed armatura della sezione D

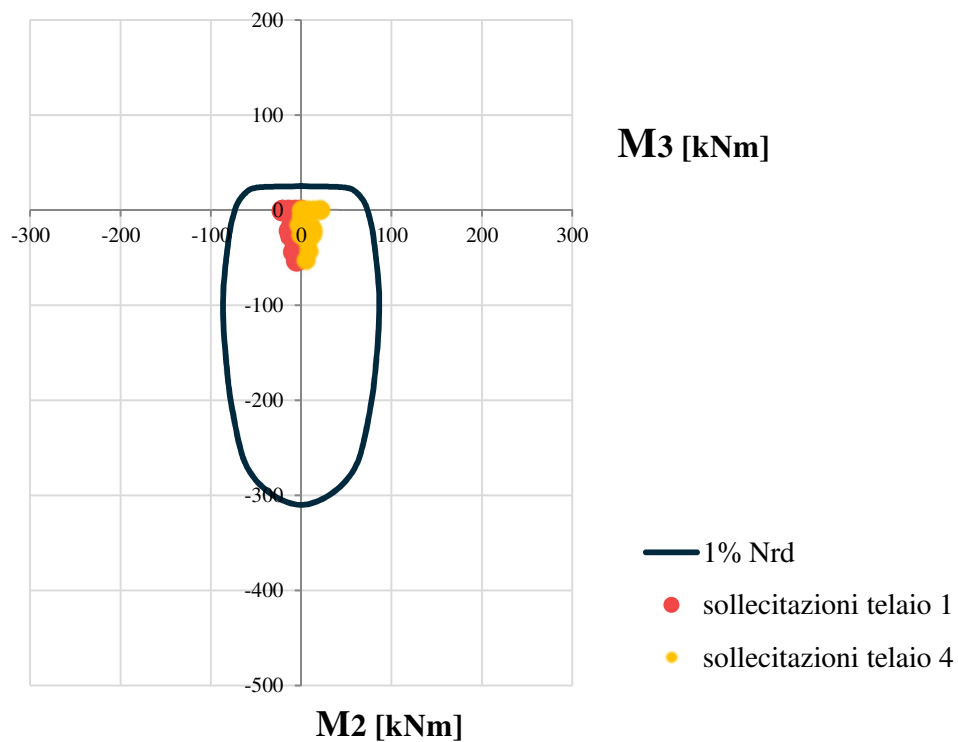


Figura 3-15 Dominio di resistenza per la verifica a pressoflessione nella sezione D dei due telai esterni

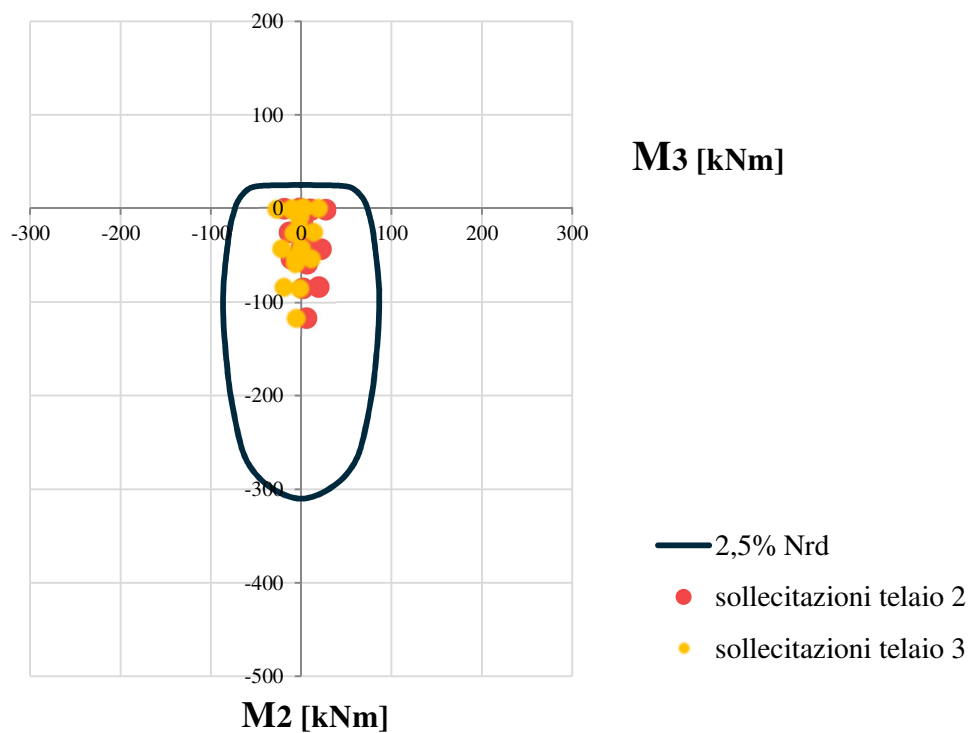


Figura 3-16 Dominio di resistenza per la verifica a pressoflessione nella sezione D dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	20	-34	-7	20	-34	7	0,00
Max P	19	-17	-11	19	-17	11	0,34
Max P	19	-1	-14	19	-1	14	0,68
Max P	-3	-27	0	-2	-26	0	0,00
Min P	-3	-13	-3	-3	-13	3	0,34
Min P	-3	0	-7	-3	0	7	0,68
Min P	4	-16	3	13	-43	8	0,00
Min P	3	-8	-1	14	-22	13	0,34
Max M2	3	0	-1	13	-1	21	0,68
Max M2	13	-44	-8	5	-16	-2	0,00
Max M2	14	-22	-13	3	-8	1	0,34
Max M2	13	-1	-21	4	0	1	0,68
Min M2	11	-6	-1	12	-6	1	0,00
Min M2	11	-3	-3	11	-3	3	0,34
Min M2	3	0	-1	4	0	1	0,68
Min M2	7	-53	-5	7	-53	5	0,00
Max M3	6	-27	-12	7	-26	12	0,34
Max M3	13	-1	-21	13	-1	21	0,68
Max M3	20	-34	-7	20	-34	7	0,00
Max M3	19	-17	-11	19	-17	11	0,34
Min M3	19	-1	-14	19	-1	14	0,68
Min M3	-3	-27	0	-2	-26	0	0,00
Min M3	-3	-13	-3	-3	-13	3	0,34
Min M3	-3	0	-7	-3	0	7	0,68
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	50	-85	2	50	-85	-2	0,00
Max P	50	-43	0	49	-43	0	0,34
Max P	50	-1	-2	49	-1	2	0,68
Max P	4	-52	6	3	-53	-6	0,00
Min P	3	-27	8	3	-27	-8	0,34
Min P	3	-1	10	3	-1	-10	0,68
Min P	24	-84	19	30	-54	11	0,00
Min P	22	-43	21	31	-26	13	0,34
Max M2	24	-2	27	29	-1	19	0,68
Max M2	31	-54	-11	23	-84	-19	0,00
Max M2	31	-26	-13	22	-44	-21	0,34
Max M2	29	-1	-19	23	-2	-27	0,68
Min M2	25	-21	2	24	-21	-2	0,00
Min M2	24	-10	2	24	-11	-2	0,34
Min M2	25	0	-2	24	0	2	0,68
Min M2	29	-116	5	29	-117	-5	0,00
Max M3	29	-59	6	28	-59	-6	0,34
Max M3	27	-2	10	27	-2	-10	0,68
Max M3	50	-85	2	50	-85	-2	0,00
Max M3	50	-43	0	49	-43	0	0,34
Min M3	50	-1	-2	49	-1	2	0,68
Min M3	4	-52	6	3	-53	-6	0,00
Min M3	3	-27	8	3	-27	-8	0,34
Min M3	3	-1	10	3	-1	-10	0,68

Tabella 3.2.8 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione D

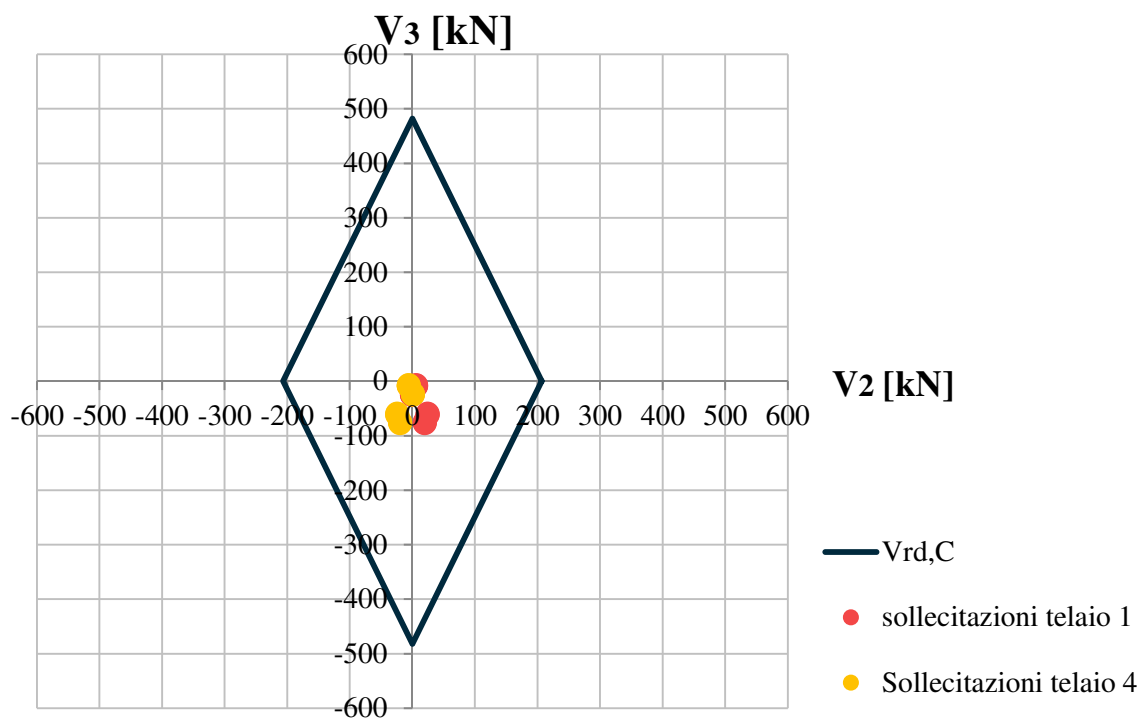


Figura 3-17 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione D dei due telai esterni

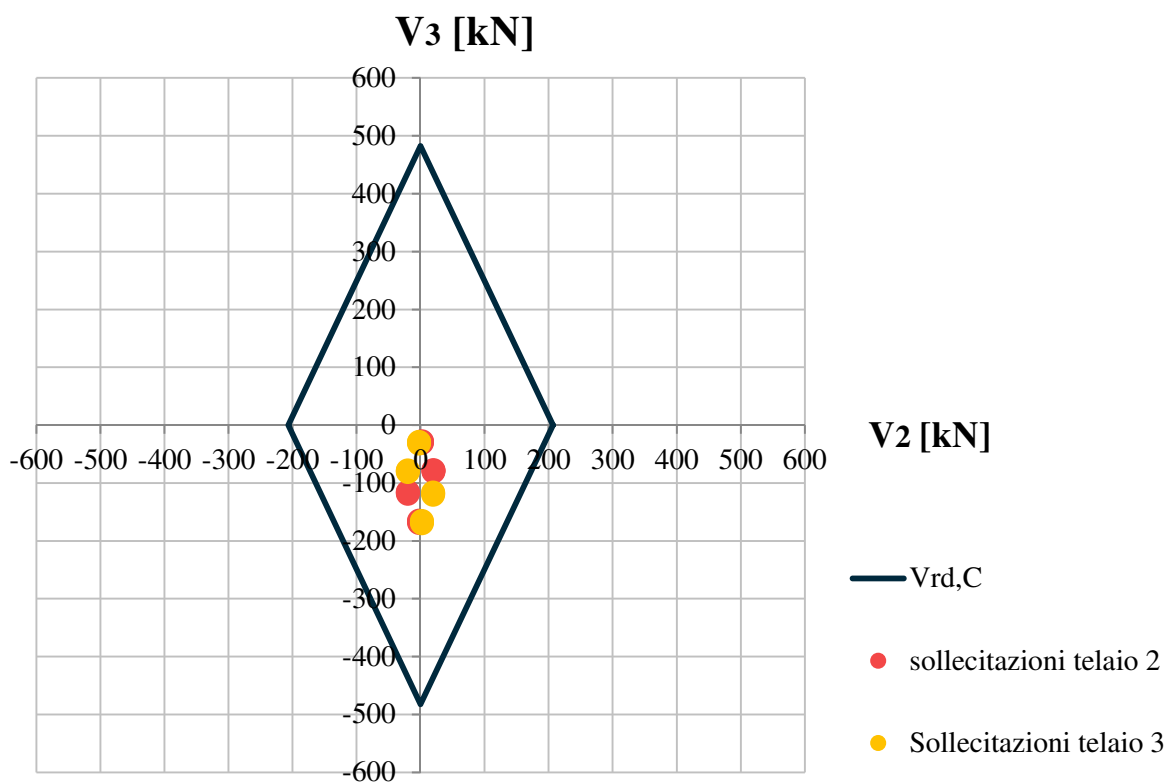


Figura 3-18 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione D dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-10	6	-9	-6	0,00
Max V2	-9	6	-8	-6	0,34
Max V2	-8	6	-8	-6	0,68
Max V2	-78	20	-77	-20	0,00
Min V2	-76	20	-76	-20	0,34
Min V2	-75	20	-75	-20	0,68
Min V2	-62	24	-25	1	0,00
Min V2	-61	24	-24	1	0,34
Max V3	-60	24	-23	1	0,68
Max V3	-26	-1	-62	-24	0,00
Max V3	-25	-1	-61	-24	0,34
Max V3	-24	-1	-60	-24	0,68
Min V3	-10	6	-9	-6	0,00
Min V3	-9	6	-8	-6	0,34
Min V3	-8	6	-8	-6	0,68
Min V3	-78	20	-77	-20	0,00
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-31	2	-32	-2	0,00
Max V2	-30	2	-31	-2	0,34
Max V2	-29	2	-29	-2	0,68
Max V2	-169	-2	-170	2	0,00
Min V2	-167	-2	-168	2	0,34
Min V2	-166	-2	-166	2	0,68
Min V2	-81	20	-121	20	0,00
Min V2	-80	20	-119	20	0,34
Max V3	-78	20	-117	20	0,68
Max V3	-119	-20	-82	-20	0,00
Max V3	-117	-20	-80	-20	0,34
Max V3	-116	-20	-79	-20	0,68
Min V3	-31	2	-32	-2	0,00
Min V3	-30	2	-31	-2	0,34
Min V3	-29	2	-29	-2	0,68
Min V3	-169	-2	-170	2	0,00

Tabella 3.2.9 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione D

3.2.4 Sezione F

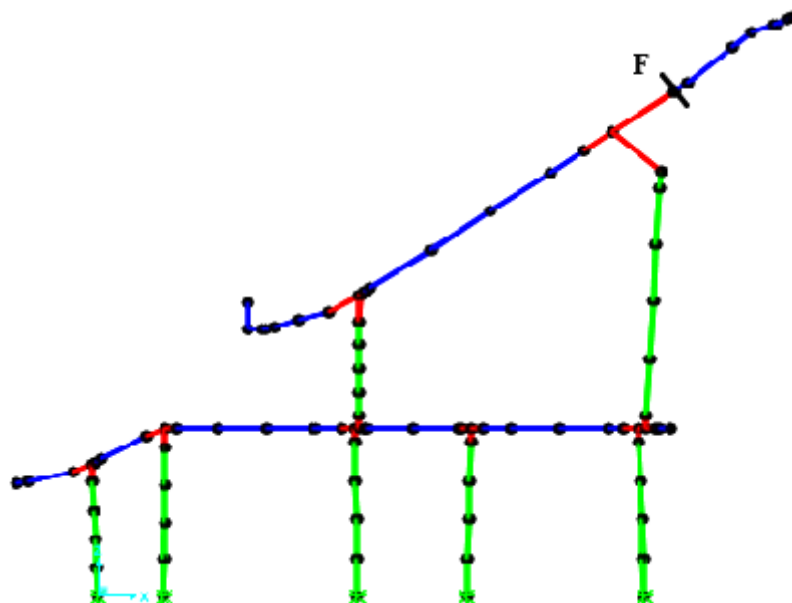


Figura 3-19 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

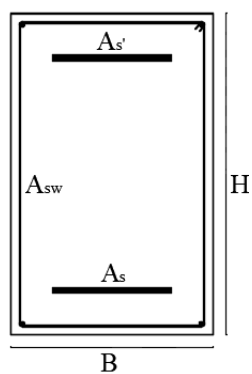


Figura 3-20 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s
0,25	1,45	4 ϕ 20	-

Tabella 3.2.10 Geometria ed armatura della sezione F

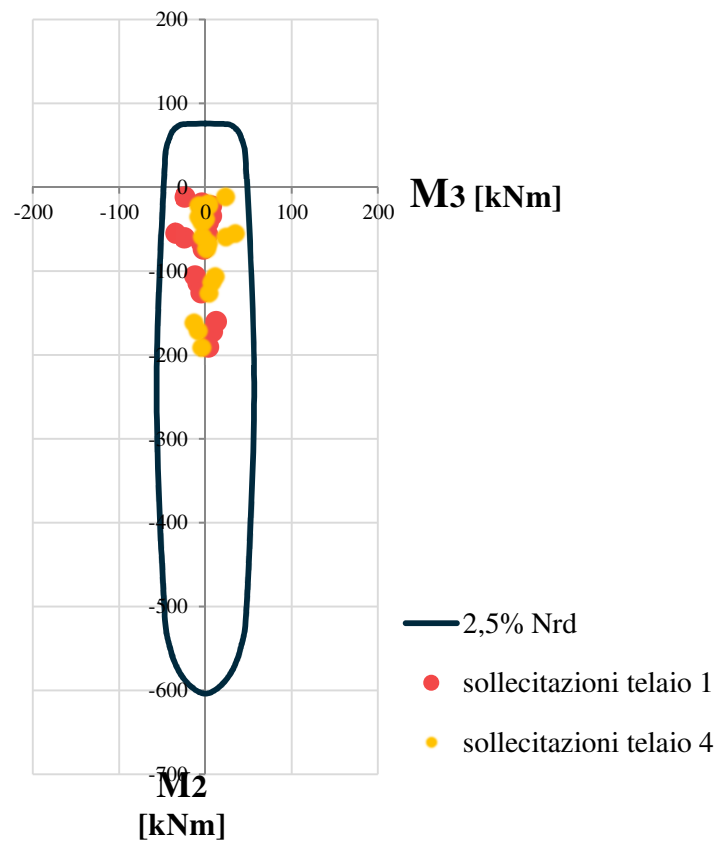


Figura 3-21 Dominio di resistenza per la verifica a pressoflessione nella sezione F dei due telai esterni

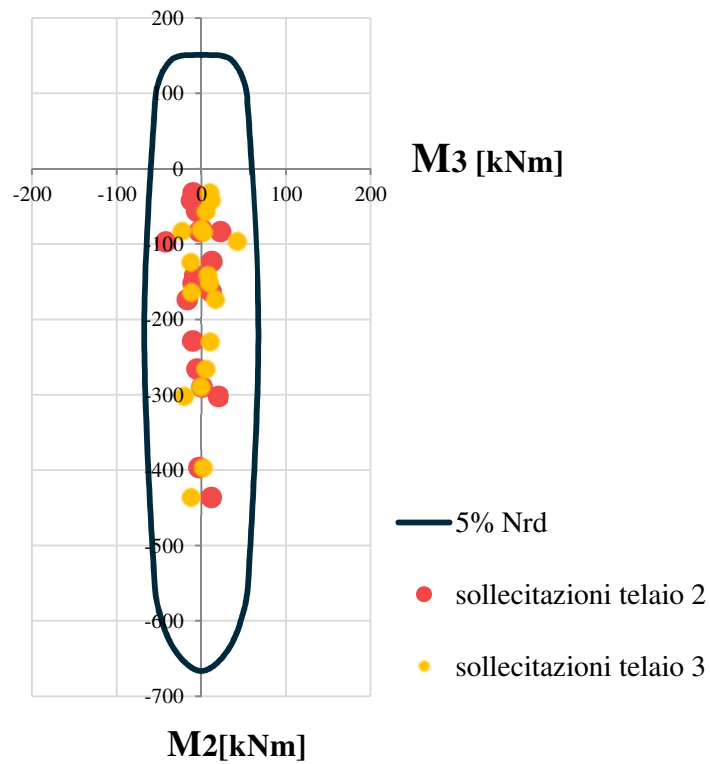


Figura 3-22 Dominio di resistenza per la verifica a pressoflessione nella sezione F dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	-14	-56	2	-14	-59	-3	0,00
Max P	-11	-36	-1	-11	-38	0	0,75
Max P	-8	-19	-4	-8	-20	4	1,50
Max P	-83	-172	8	-83	-171	-8	0,00
Min P	-79	-114	-8	-79	-114	8	0,75
Min P	-75	-60	-24	-75	-60	24	1,50
Min P	-79	-160	12	-22	-74	2	0,00
Min P	-17	-42	3	-73	-107	12	0,75
Max M2	-15	-22	7	-71	-55	34	1,50
Max M2	-22	-74	-2	-79	-162	-12	0,00
Max M2	-73	-106	-12	-16	-43	-3	0,75
Max M2	-71	-55	-35	-15	-23	-7	1,50
Min M2	-32	-34	7	-32	-36	-7	0,00
Min M2	-28	-22	-4	-28	-23	4	0,75
Min M2	-42	-12	-24	-42	-12	24	1,50
Min M2	-65	-190	4	-65	-191	-4	0,00
Max M3	-62	-126	-5	-62	-126	5	0,75
Max M3	-41	-67	-4	-40	-67	4	1,50
Max M3	-14	-56	2	-14	-59	-3	0,00
Max M3	-11	-36	-1	-11	-38	0	0,75
Min M3	-8	-19	-4	-8	-20	4	1,50
Min M3	-83	-172	8	-83	-171	-8	0,00
Min M3	-79	-114	-8	-79	-114	8	0,75
Min M3	-75	-60	-24	-75	-60	24	1,50
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	-20	-123	12	-20	-124	-12	0,00
Max P	-14	-80	0	-14	-81	0	0,75
Max P	-9	-42	-12	-9	-42	11	1,50
Max P	-151	-396	-3	-151	-397	2	0,00
Min P	-144	-266	-6	-144	-266	5	0,75
Min P	-137	-142	-8	-137	-142	8	1,50
Min P	-77	-301	19	-93	-230	10	0,00
Min P	-76	-163	11	-81	-174	16	0,75
Max M2	-73	-83	22	-73	-97	42	1,50
Max M2	-94	-228	-11	-78	-302	-20	0,00
Max M2	-81	-173	-17	-76	-164	-12	0,75
Max M2	-73	-97	-42	-73	-83	-23	1,50
Min M2	-50	-83	-3	-50	-85	2	0,00
Min M2	-43	-56	-6	-43	-57	5	0,75
Min M2	-77	-32	-10	-76	-32	10	1,50
Min M2	-121	-436	11	-121	-436	-12	0,00
Max M3	-115	-289	0	-115	-290	-1	0,75
Max M3	-70	-152	-10	-70	-152	9	1,50
Max M3	-20	-123	12	-20	-124	-12	0,00
Max M3	-14	-80	0	-14	-81	0	0,75
Min M3	-9	-42	-12	-9	-42	11	1,50
Min M3	-151	-396	-3	-151	-397	2	0,00
Min M3	-144	-266	-6	-144	-266	5	0,75
Min M3	-137	-142	-8	-137	-142	8	1,50

Tabella 3.2.11 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione F

3.2.5 Sezione G

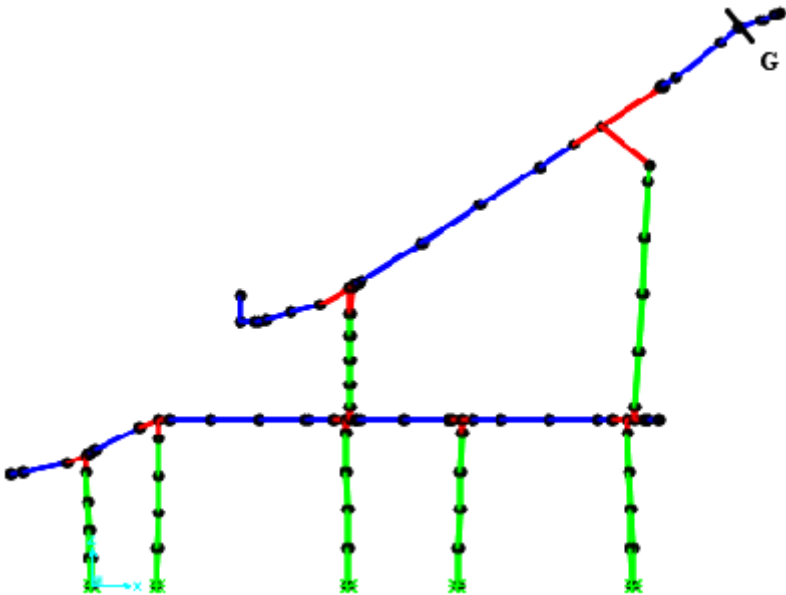


Figura 3-23 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

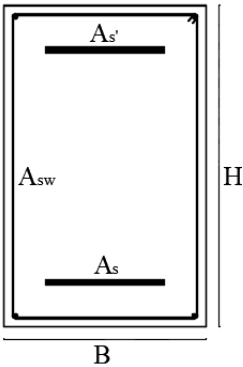


Figura 3-24 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s
0,25	1,00	4 ϕ 20	-

Tabella 3.2.12 Geometria ed armatura della sezione G

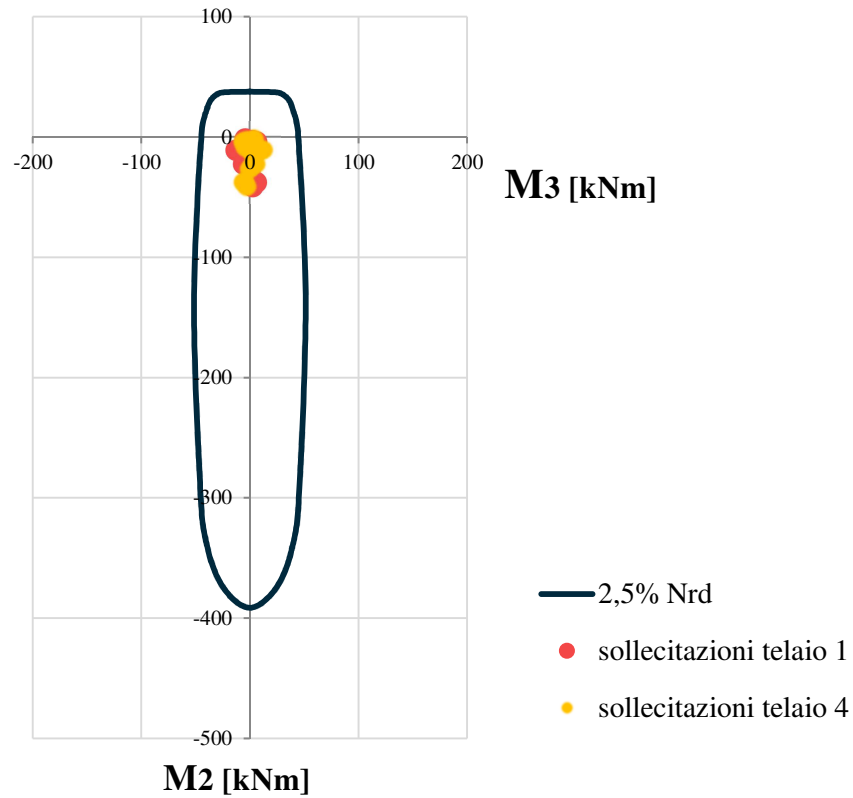


Figura 3-25 Dominio di resistenza per la verifica a pressoflessione deviata nella sezione G dei due tali esterni

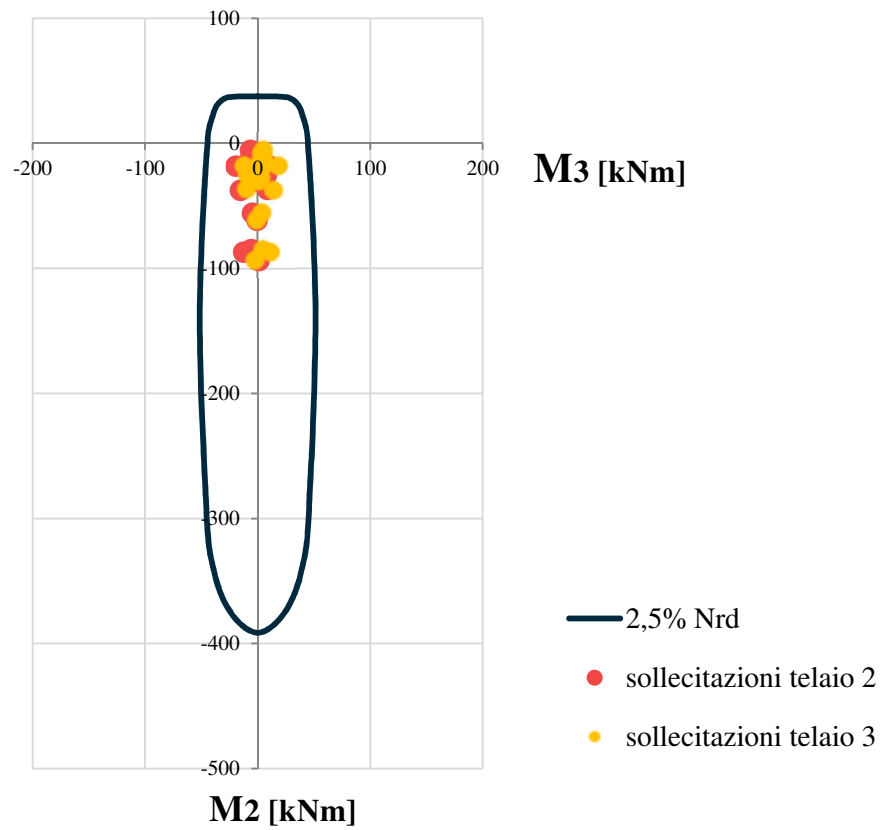


Figura 3-26 Dominio di resistenza per la verifica a pressoflessione deviata nella sezione G dei due tali interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	1	-10	-2	1	-11	2	0,00
Max P	2	-6	0	2	-7	0	0,32
Max P	2	-3	2	2	-3	-2	0,65
Max P	-23	-37	5	-23	-37	-5	0,00
Min P	-23	-24	-2	-23	-24	2	0,32
Min P	-22	-12	-9	-22	-12	9	0,65
Min P	-22	-38	6	0	-10	3	0,00
Min P	-1	-9	4	-20	-23	6	0,32
Max M2	0	-4	6	-20	-11	13	0,65
Max M2	0	-10	-3	-21	-38	-6	0,00
Max M2	-19	-22	-6	-1	-9	-4	0,32
Max M2	-20	-11	-13	0	-4	-6	0,65
Min M2	-4	-6	0	-4	-7	0	0,00
Min M2	-4	-4	-2	-4	-4	2	0,32
Min M2	-3	-2	-4	-3	-2	4	0,65
Min M2	-18	-41	2	-17	-41	-3	0,00
Max M3	-17	-27	0	-17	-27	0	0,32
Max M3	-16	-13	-2	-16	-13	2	0,65
Max M3	1	-10	-2	1	-11	2	0,00
Max M3	2	-6	0	2	-7	0	0,32
Min M3	2	-3	2	2	-3	-2	0,65
Min M3	-23	-37	5	-23	-37	-5	0,00
Min M3	-23	-24	-2	-23	-24	2	0,32
Min M3	-22	-12	-9	-22	-12	9	0,65
	TELAIO 2			TELAIO 3			station [m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	5	-27	1	6	-28	-2	0,00
Max P	6	-18	-2	6	-18	1	0,32
Max P	7	-9	-5	7	-9	4	0,65
Max P	-43	-85	-6	-43	-85	5	0,00
Min P	-42	-56	-5	-42	-56	4	0,32
Min P	-41	-28	-4	-41	-28	3	0,65
Min P	-2	-25	8	-35	-87	12	0,00
Min P	-15	-37	9	-20	-38	14	0,32
Max M2	-13	-18	11	-20	-18	19	0,65
Max M2	-35	-87	-12	-2	-26	-8	0,00
Max M2	-20	-38	-15	-15	-37	-9	0,32
Max M2	-20	-18	-19	-13	-18	-11	0,65
Min M2	-9	-19	-6	-9	-19	5	0,00
Min M2	-8	-12	-6	-8	-12	6	0,32
Min M2	-8	-6	-6	-7	-6	6	0,65
Min M2	-29	-93	1	-29	-93	-2	0,00
Max M3	-27	-61	0	-27	-61	0	0,32
Max M3	-26	-30	-2	-26	-30	2	0,65
Max M3	5	-27	1	6	-28	-2	0,00
Max M3	6	-18	-2	6	-18	1	0,32
Min M3	7	-9	-5	7	-9	4	0,65
Min M3	-43	-85	-6	-43	-85	5	0,00
Min M3	-42	-56	-5	-42	-56	4	0,32
Min M3	-41	-28	-4	-41	-28	3	0,65

Tabella 3.2.13 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione G

3.2.6 Sezione H

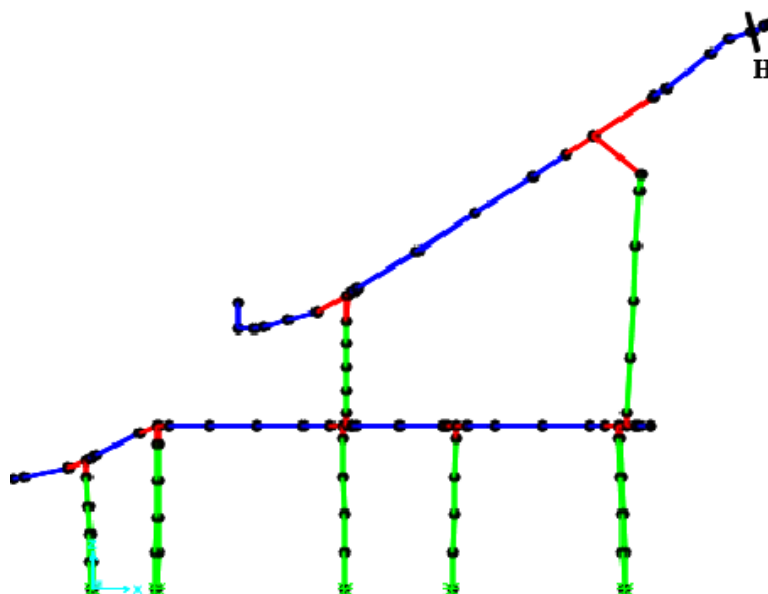


Figura 3-27 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

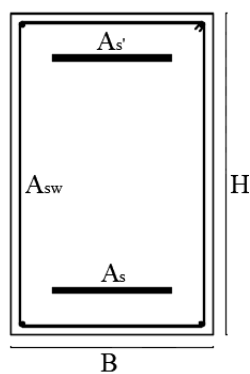


Figura 3-28 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s
0,25	0,70	4 ϕ 20	-

Tabella 3.2.14 Geometria ed armatura della sezione H

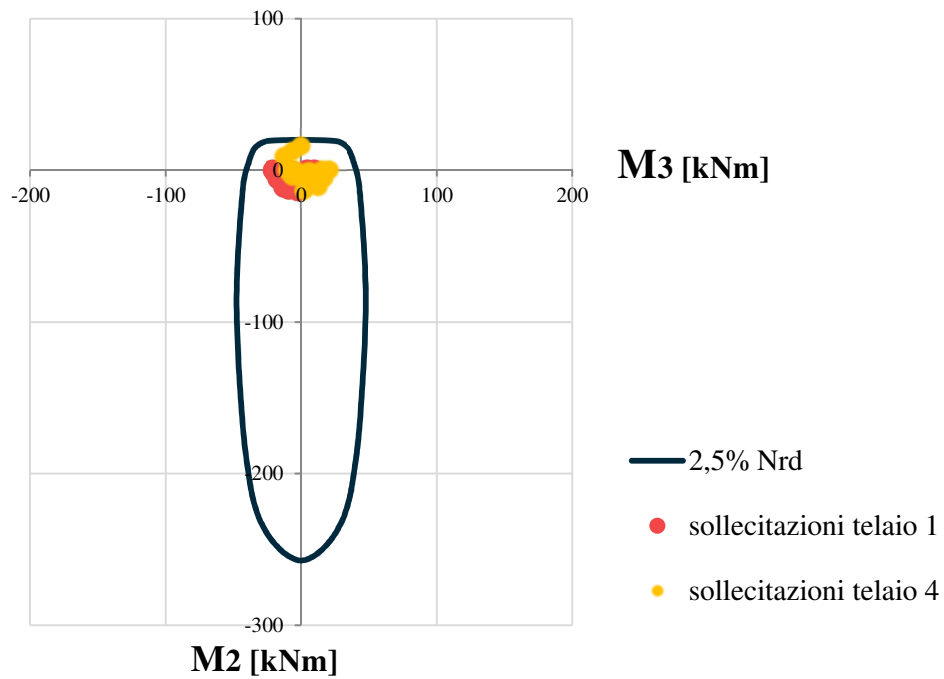


Figura 3-29 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione H dei due telai esterni

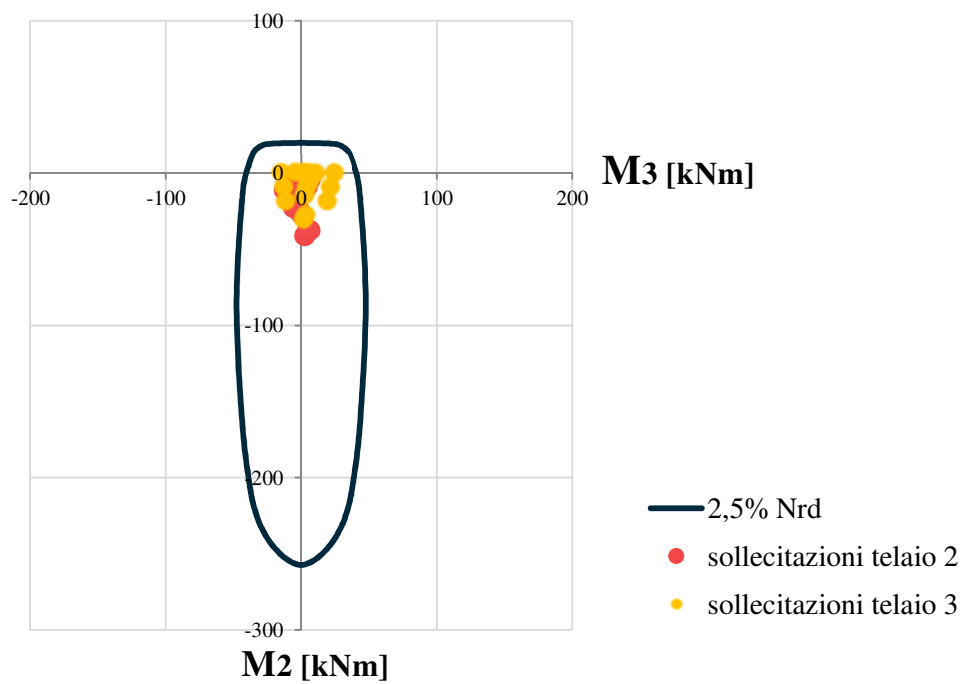


Figura 3-30 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione H dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	2	-3	2	2	-2	-3	0,00
Max P	3	-1	3	3	-4	-2	0,17
Max P	3	0	4	3	-5	0	0,33
Max P	-22	-12	-9	-22	9	-12	0,00
Min P	-22	-6	-12	-22	12	-6	0,17
Min P	-22	0	-16	-22	16	0	0,33
Min P	0	-4	6	-20	-11	13	0,00
Min P	1	-2	8	-20	-6	17	0,17
Max M2	1	0	9	-20	0	21	0,33
Max M2	-20	-11	-13	0	-4	-6	0,00
Max M2	-20	-6	-17	1	-2	-8	0,17
Max M2	-20	0	-21	1	0	-10	0,33
Min M2	-3	-2	-4	-3	-2	4	0,00
Min M2	-4	-1	-6	-4	-1	6	0,17
Min M2	-17	0	-16	-17	0	15	0,33
Min M2	-16	-13	-2	-16	-13	2	0,00
Max M3	-15	-7	-3	-15	-7	2	0,17
Max M3	-2	0	5	-2	0	-4	0,33
Max M3	2	-3	2	2	-2	-3	0,00
Max M3	3	-1	3	3	-4	-2	0,17
Min M3	3	0	4	3	-5	0	0,33
Min M3	-22	-12	-9	-22	9	-12	0,00
Min M3	-22	-6	-12	-22	12	-6	0,17
Min M3	-22	0	-16	-22	16	0	0,33
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	1	-10	-2	7	-9	4	0,00
Max P	2	-6	0	8	-4	5	0,17
Max P	2	-3	2	8	0	7	0,33
Max P	-23	-37	5	-41	-28	3	0,00
Min P	-23	-24	-2	-40	-13	3	0,17
Min P	-22	-12	-9	-40	0	2	0,33
Min P	-22	-38	6	-20	-18	19	0,00
Min P	-1	-9	4	-18	-9	21	0,17
Max M2	0	-4	6	-16	0	24	0,33
Max M2	0	-10	-3	-13	-18	-11	0,00
Max M2	-19	-22	-6	-14	-9	-13	0,17
Max M2	-20	-11	-13	-16	0	-15	0,33
Min M2	-4	-6	0	-7	-6	6	0,00
Min M2	-4	-4	-2	-10	-3	6	0,17
Min M2	-3	-2	-4	-36	1	-4	0,33
Min M2	-18	-41	2	-26	-30	2	0,00
Max M3	-17	-27	0	-23	-15	2	0,17
Max M3	-16	-13	-2	1	0	11	0,33
Max M3	1	-10	-2	7	-9	4	0,00
Max M3	2	-6	0	8	-4	5	0,17
Min M3	2	-3	2	8	0	7	0,33
Min M3	-23	-37	5	-41	-28	3	0,00
Min M3	-23	-24	-2	-40	-13	3	0,17
Min M3	-22	-12	-9	-40	0	2	0,33

Tabella 3.2.15 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione H

3.2.7 Sezione K

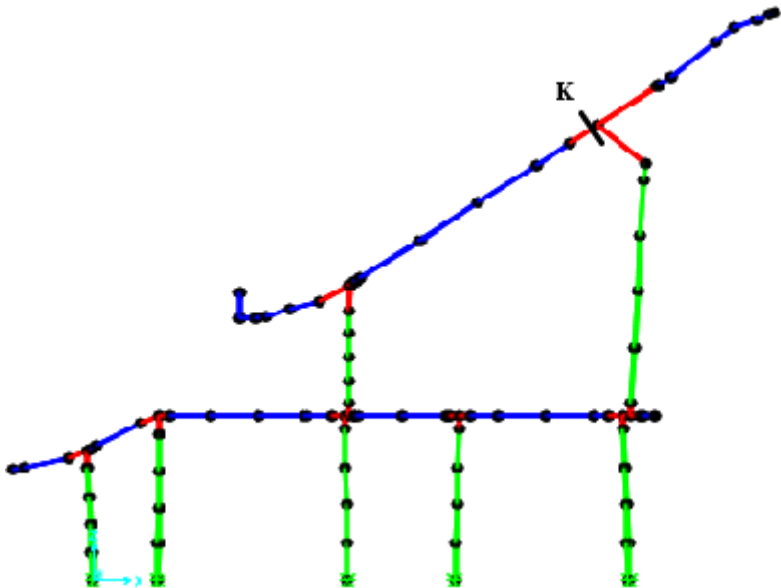


Figura 3-31 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

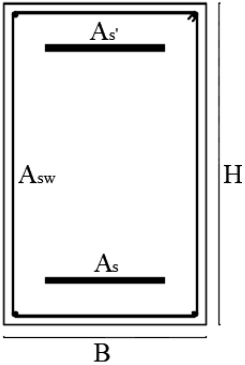


Figura 3-32 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s
0,35	1,20	10 ϕ 20	4 ϕ 20

Tabella 3.2.16 Geometria ed armatura della sezione K

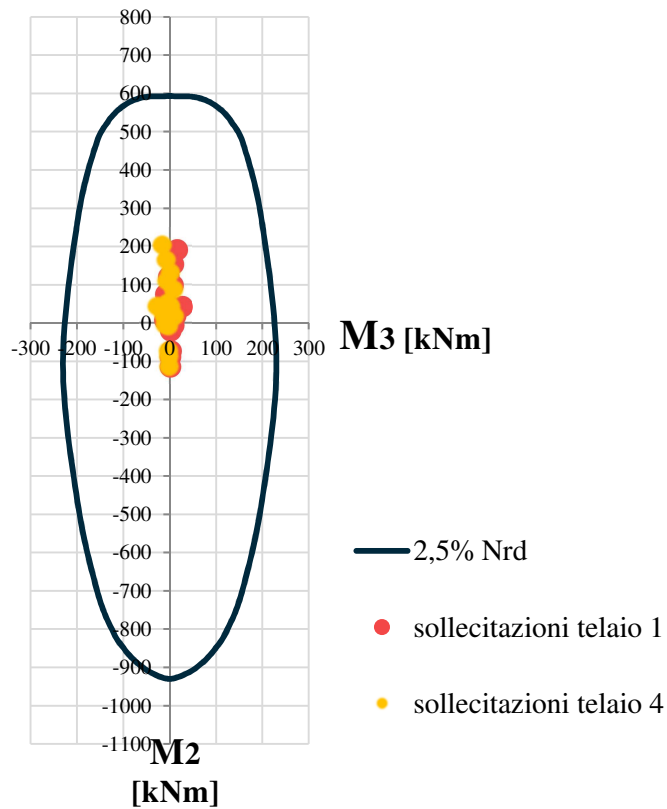


Figura 3-33 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione K a sinistra del nodo dei due telai esterni

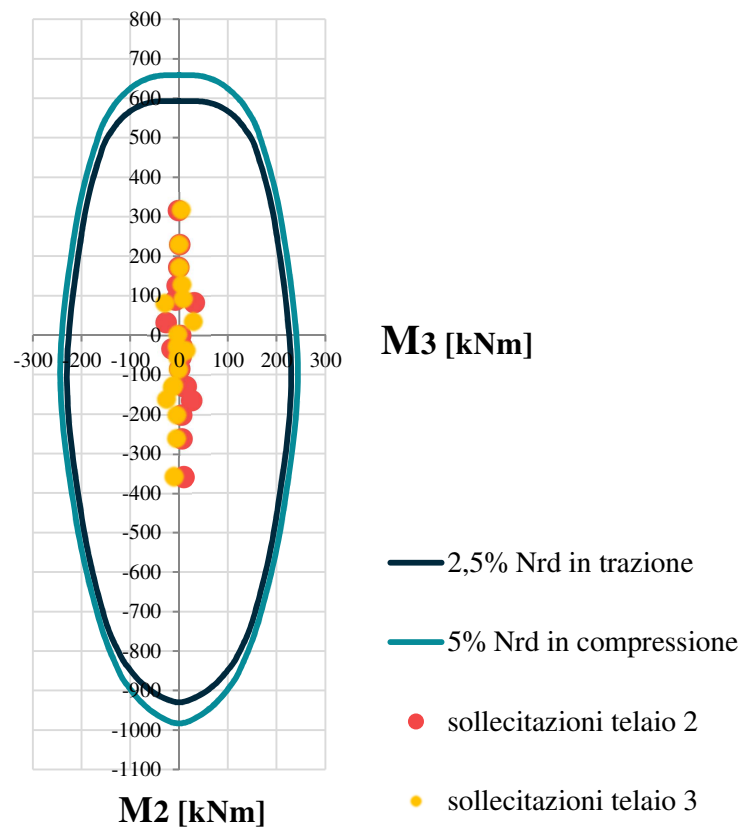


Figura 3-34 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione K a sinistra del nodo dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	108	97	7	112	109	-6	0,00
Max P	110	40	4	114	51	-4	0,53
Max P	112	-20	2	117	-9	-2	1,05
Max P	-42	19	12	-41	19	-12	0,00
Min P	-40	21	4	-39	20	-4	0,53
Min P	-38	21	-4	-37	20	3	1,05
Min P	-7	42	27	77	86	9	0,00
Min P	28	34	11	37	41	3	0,53
Max M2	55	-6	8	22	16	10	1,05
Max M2	73	74	-8	-6	42	-26	0,00
Max M2	32	30	-3	29	33	-11	0,53
Max M2	20	7	-10	58	-5	-9	1,05
Min M2	56	189	16	60	201	-15	0,00
Min M2	45	152	7	50	163	-7	0,53
Min M2	43	120	-2	48	130	2	1,05
Min M2	10	-73	3	11	-73	-2	0,00
Max M3	15	-88	1	16	-88	-1	0,53
Max M3	44	-114	1	44	-114	-1	1,05
Max M3	108	97	7	112	109	-6	0,00
Max M3	110	40	4	114	51	-4	0,53
Min M3	112	-20	2	117	-9	-2	1,05
Min M3	-42	19	12	-41	19	-12	0,00
Min M3	-40	21	4	-39	20	-4	0,53
Min M3	-38	21	-4	-37	20	3	1,05
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	217	126	-4	218	128	6	0,00
Max P	221	0	3	222	2	-3	0,53
Max P	225	-129	10	226	-127	-11	1,05
Max P	-41	-27	5	-40	-28	-4	0,00
Min P	-38	-54	3	-37	-56	-3	0,53
Min P	-35	-84	1	-34	-87	-1	1,05
Min P	62	83	30	116	35	29	0,00
Min P	120	-129	14	65	92	8	0,53
Max M2	136	-164	25	57	-38	14	1,05
Max M2	115	33	-27	64	80	-29	0,00
Max M2	64	90	-8	121	-131	-14	0,53
Max M2	55	-34	-15	136	-162	-26	1,05
Min M2	123	316	-2	126	316	5	0,00
Min M2	97	230	1	101	229	0	0,53
Min M2	79	172	-2	82	171	0	1,05
Min M2	54	-200	5	53	-201	-5	0,00
Max M3	69	-260	5	68	-261	-5	0,53
Max M3	141	-359	9	140	-360	-9	1,05
Max M3	217	126	-4	218	128	6	0,00
Max M3	221	0	3	222	2	-3	0,53
Min M3	225	-129	10	226	-127	-11	1,05
Min M3	-41	-27	5	-40	-28	-4	0,00
Min M3	-38	-54	3	-37	-56	-3	0,53
Min M3	-35	-84	1	-34	-87	-1	1,05

Tabella 3.2.17 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione K a sinistra del nodo

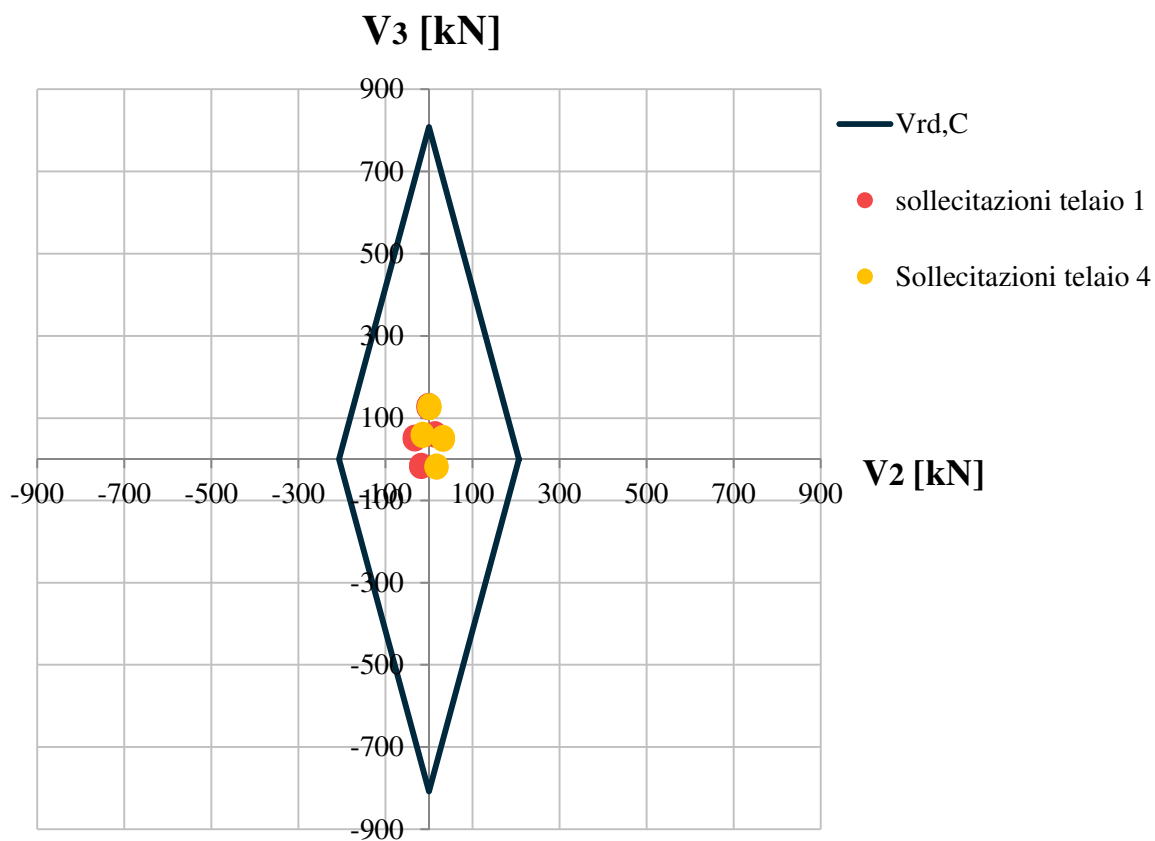


Figura 3-35 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione K dei due telai esterni

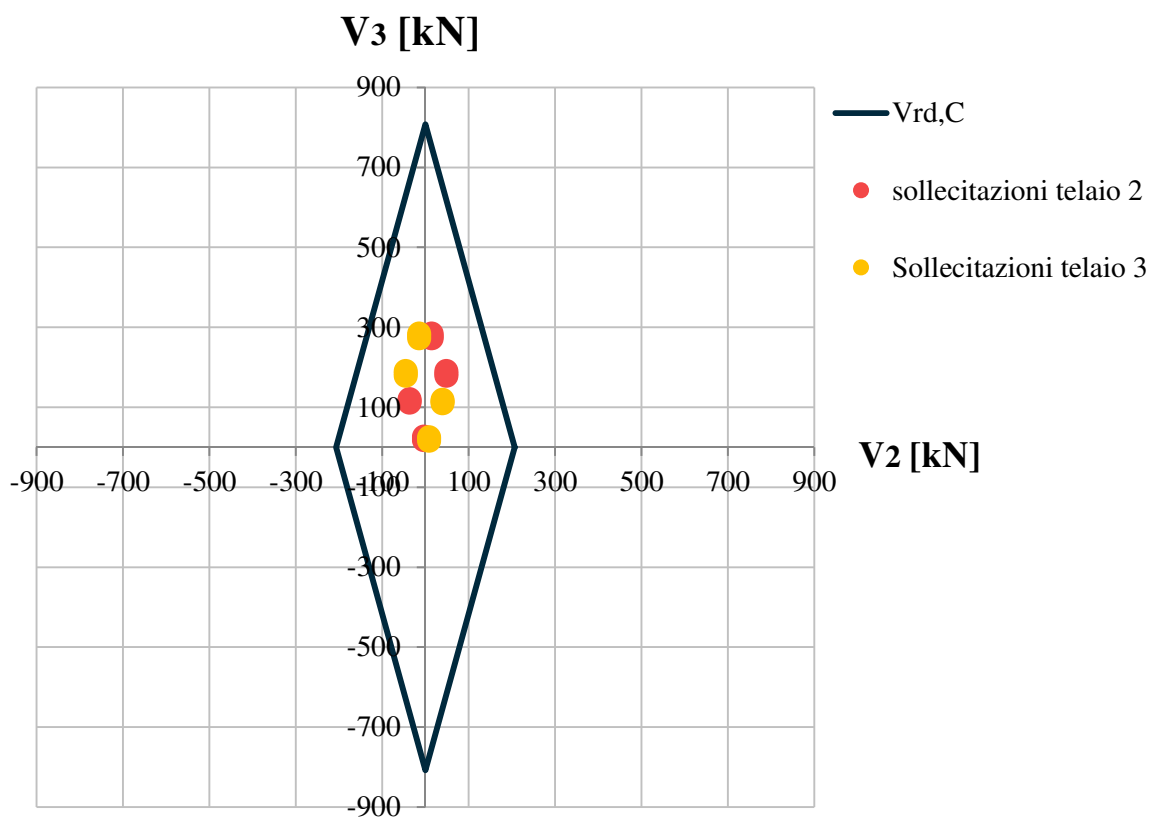


Figura 3-36 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione K dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	124	0	124	2	0,00
Max V2	127	0	127	2	0,07
Max V2	131	0	131	2	0,14
Max V2	-20	-17	-21	18	0,00
Min V2	-17	-17	-18	18	0,07
Min V2	-14	-17	-15	18	0,14
Min V2	57	15	47	33	0,00
Min V2	60	15	50	33	0,07
Max V3	63	15	54	33	0,14
Max V3	47	-32	56	-13	0,00
Max V3	51	-32	59	-13	0,07
Max V3	54	-32	62	-13	0,14
Min V3	124	0	124	2	0,00
Min V3	127	0	127	2	0,07
Min V3	131	0	131	2	0,14
Min V3	-20	-17	-21	18	0,00
	TELAIO 2		TELAIO 3		Station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	272	14	272	-15	0,00
Max V2	278	14	278	-15	0,07
Max V2	284	14	284	-15	0,14
Max V2	17	-4	15	8	0,00
Min V2	21	-4	20	8	0,07
Min V2	26	-4	25	8	0,14
Min V2	178	48	109	39	0,00
Min V2	184	48	114	39	0,07
Max V3	190	48	118	39	0,14
Max V3	111	-37	178	-45	0,00
Max V3	115	-37	184	-45	0,07
Max V3	120	-37	190	-45	0,14
Min V3	272	14	272	-15	0,00
Min V3	278	14	278	-15	0,07
Min V3	284	14	284	-15	0,14
Min V3	17	-4	15	8	0,00

Tabella 3.2.18 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione K

3.2.8 Sezione J

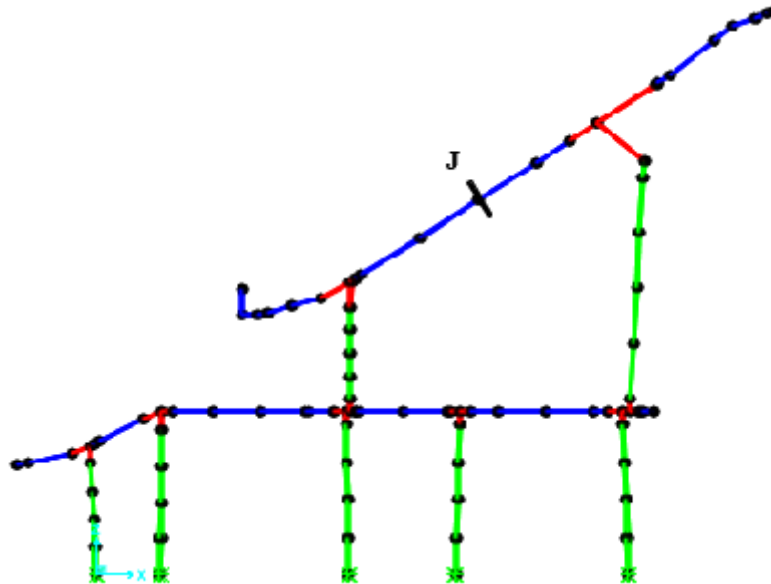


Figura 3-37 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

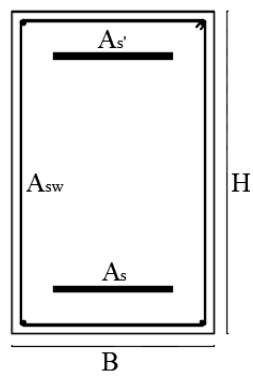


Figura 3-38 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	$A_{s'}$	A_s
0,35	1,20	-	8 ϕ 20

Tabella 3.2.19 Geometria ed armatura della sezione J

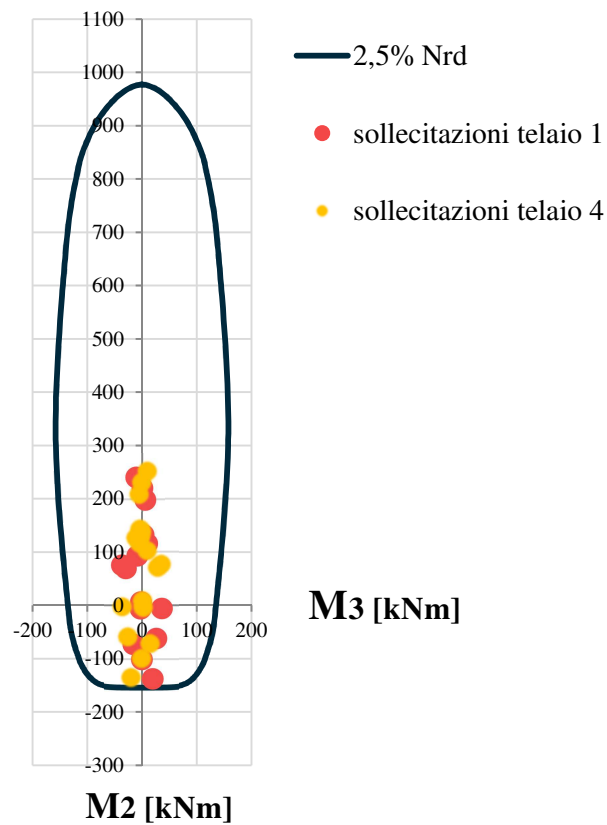


Figura 3-39 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione J dei due telai esterni

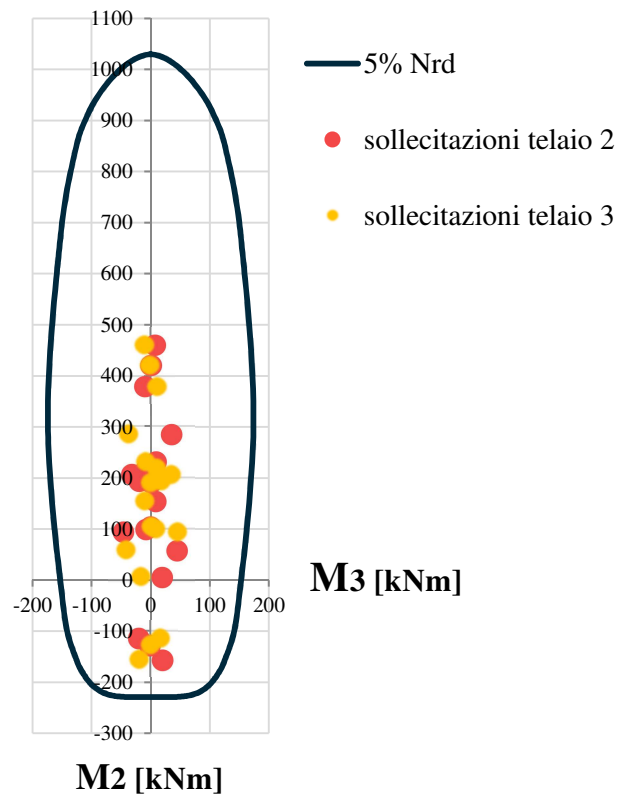


Figura 3-40 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione J dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	65	128	1	70	137	0	0,00
Max P	68	118	2	74	128	-2	0,93
Max P	71	104	3	77	115	-4	1,87
Max P	-128	-62	26	-126	-59	-25	0,00
Min P	-124	6	-2	-122	8	2	0,93
Min P	-120	69	-29	-118	70	28	1,87
Min P	-84	-6	35	39	101	10	0,00
Min P	-10	131	3	-44	-5	3	0,93
Max M2	28	115	9	-62	76	35	1,87
Max M2	33	92	-9	-82	-3	-35	0,00
Max M2	-46	-6	-3	-4	141	-3	0,93
Max M2	-64	75	-36	34	125	-10	1,87
Min M2	13	199	6	19	209	-5	0,00
Min M2	10	221	0	16	231	0	0,93
Min M2	1	241	-11	7	252	9	1,87
Min M2	-75	-137	19	-73	-135	-19	0,00
Max M3	-67	-101	0	-66	-99	0	0,93
Max M3	-55	-73	-16	-53	-72	15	1,87
Max M3	65	128	1	70	137	0	0,00
Max M3	68	118	2	74	128	-2	0,93
Min M3	71	104	3	77	115	-4	1,87
Min M3	-128	-62	26	-126	-59	-25	0,00
Min M3	-124	6	-2	-122	8	2	0,93
Min M3	-120	69	-29	-118	70	28	1,87
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	126	218	-7	128	217	10	0,00
Max P	132	189	0	133	189	0	0,93
Max P	137	153	8	138	154	-10	1,87
Max P	-169	5	18	-167	6	-17	0,00
Min P	-162	104	-1	-160	104	1	0,93
Min P	-155	192	-20	-154	192	18	1,87
Min P	-51	57	43	35	205	35	0,00
Min P	31	230	8	-35	99	8	0,93
Max M2	34	284	35	-26	94	44	1,87
Max M2	34	206	-32	-49	59	-42	0,00
Max M2	-37	98	-9	33	230	-8	0,93
Max M2	-27	94	-46	35	284	-37	1,87
Min M2	18	379	-9	19	379	11	0,00
Min M2	13	421	1	14	421	-1	0,93
Min M2	-1	460	7	1	460	-10	1,87
Min M2	-61	-157	20	-59	-155	-18	0,00
Max M3	-44	-128	-1	-42	-127	1	0,93
Max M3	-18	-114	-19	-16	-114	17	1,87
Max M3	126	218	-7	128	217	10	0,00
Max M3	132	189	0	133	189	0	0,93
Min M3	137	153	8	138	154	-10	1,87
Min M3	-169	5	18	-167	6	-17	0,00
Min M3	-162	104	-1	-160	104	1	0,93
Min M3	-155	192	-20	-154	192	18	1,87

Tabella 3.2.20 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione J

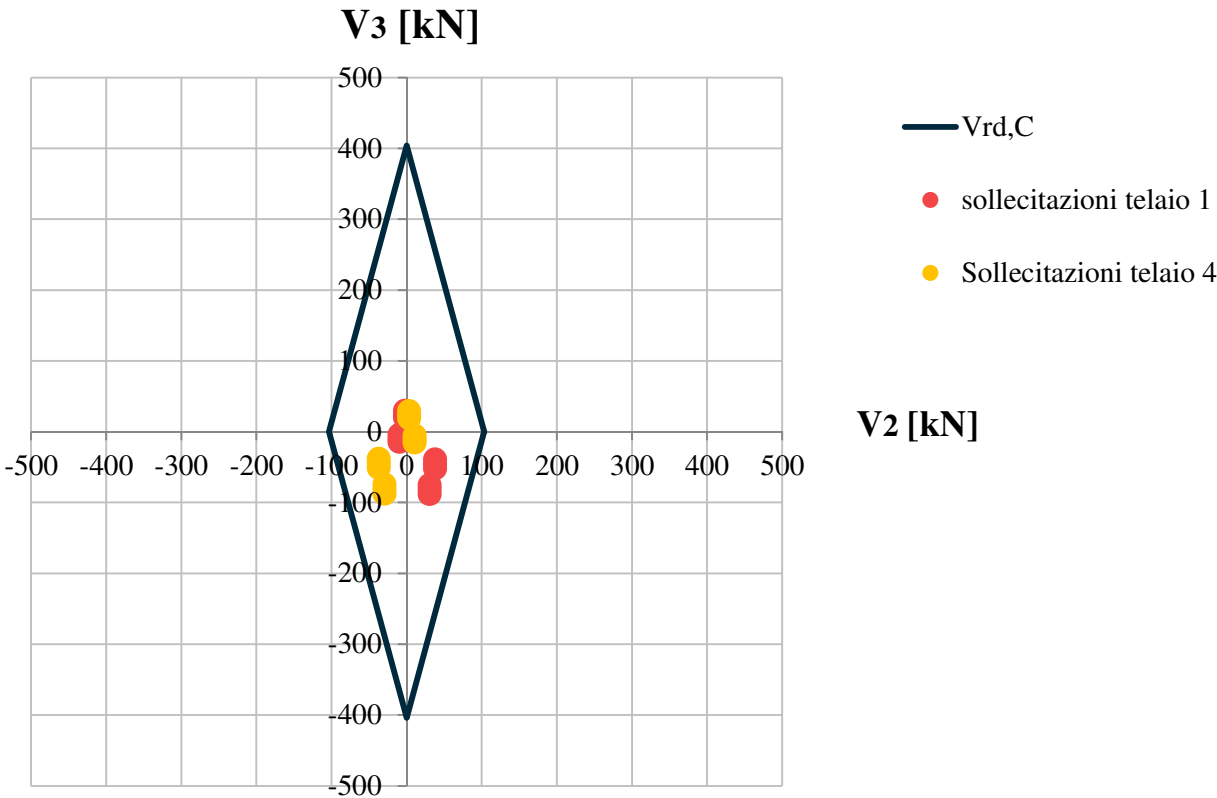


Figura 3-41 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione J dei due telai esterni

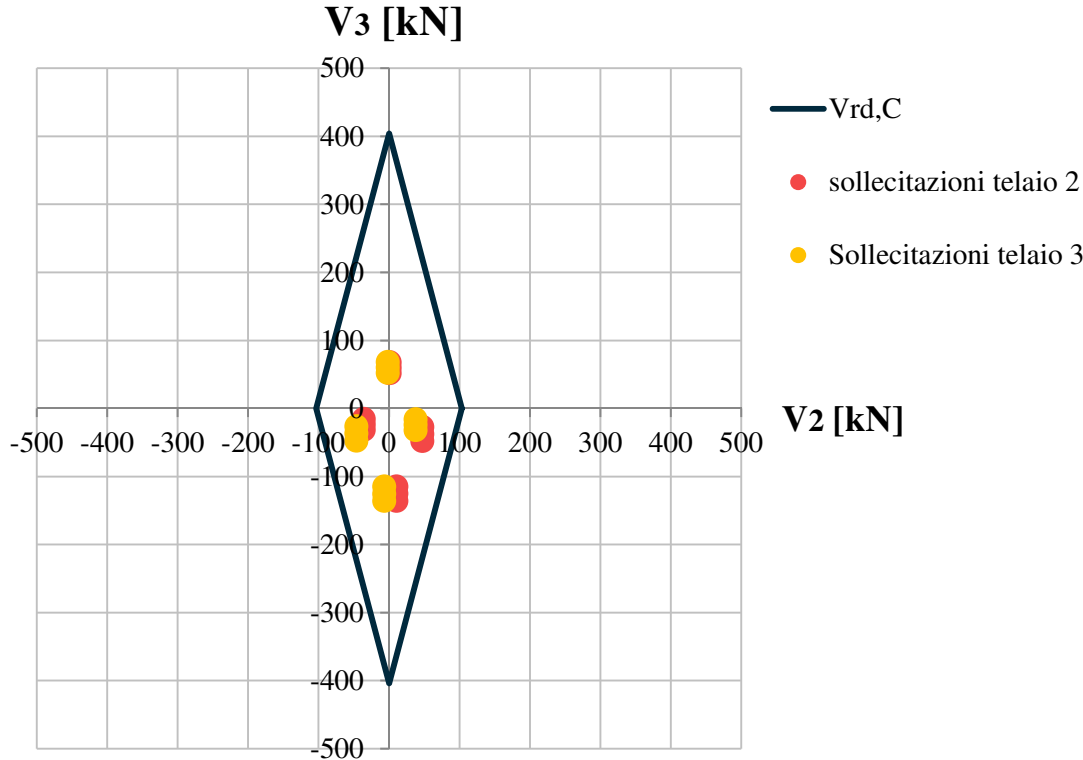


Figura 3-42 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione J dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	20	-2	19	3	0,00
Max V2	24	-2	24	3	0,07
Max V2	29	-2	29	3	0,14
Max V2	-88	30	-88	-30	0,00
Min V2	-82	30	-81	-30	0,07
Min V2	-76	30	-75	-30	0,14
Min V2	-52	38	-15	11	0,00
Min V2	-46	38	-11	11	0,07
Max V3	-39	38	-6	11	0,14
Max V3	-15	-10	-51	-37	0,00
Max V3	-10	-10	-45	-37	0,07
Max V3	-5	-10	-39	-37	0,14
Min V3	20	-2	19	3	0,00
Min V3	24	-2	24	3	0,07
Min V3	29	-2	29	3	0,14
Min V3	-88	30	-88	-30	0,00
	TELAIO 2		TELAIO 3		Station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	52	1	52	-1	0,00
Max V2	60	1	60	-1	0,07
Max V2	68	1	68	-1	0,14
Max V2	-136	11	-136	-6	0,00
Min V2	-126	11	-126	-6	0,07
Min V2	-115	11	-115	-6	0,14
Min V2	-48	48	-32	38	0,00
Min V2	-38	48	-24	38	0,07
Max V3	-27	48	-16	38	0,14
Max V3	-32	-36	-48	-46	0,00
Max V3	-24	-36	-37	-46	0,07
Max V3	-16	-36	-27	-46	0,14
Min V3	52	1	52	-1	0,00
Min V3	60	1	60	-1	0,07
Min V3	68	1	68	-1	0,14
Min V3	-136	11	-136	-6	0,00

Tabella 3.2.21 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione J

3.2.9 Sezione I

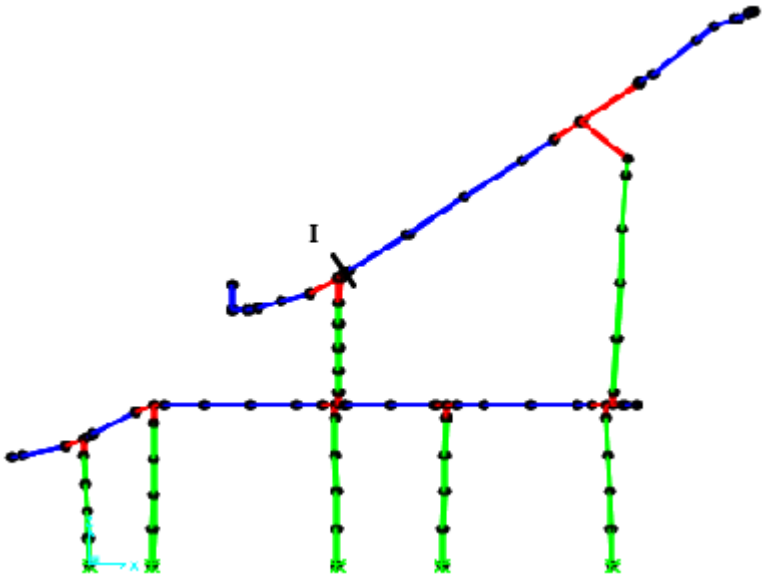


Figura 3-43 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

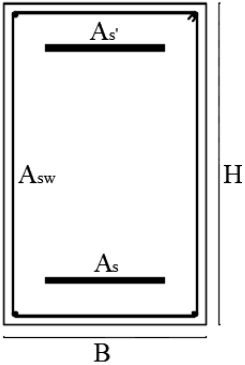


Figura 3-44 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s
0,35	1,20	9 ϕ 20	-

Tabella 3.2.22 Geometria ed armatura della sezione I

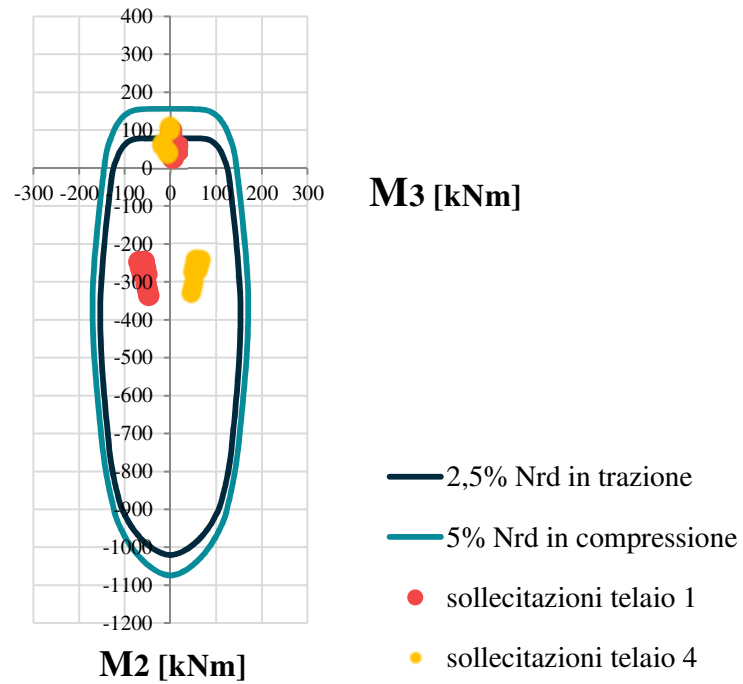


Figura 3-45 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione I a destra del nodo dei due telai esterni

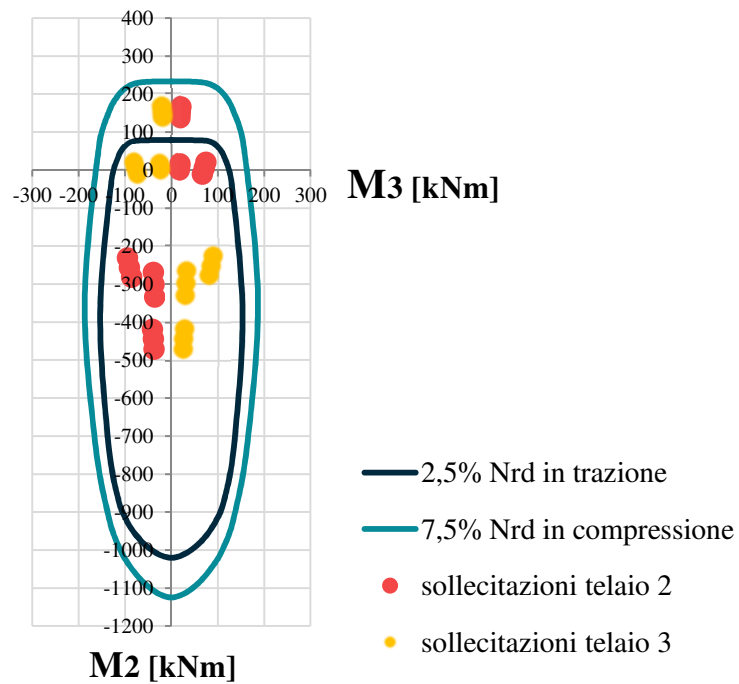


Figura 3-46 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione I a destra del nodo dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	43	28	4	51	37	-6	0,00
Max P	43	33	4	51	41	-6	0,09
Max P	43	37	3	51	45	-6	0,17
Max P	-241	-280	-52	-237	-276	50	0,00
Min P	-241	-263	-55	-237	-259	53	0,09
Min P	-240	-246	-57	-237	-242	56	0,17
Min P	3	47	14	-185	-274	61	0,00
Min P	3	53	15	-185	-258	64	0,09
Max M2	3	59	15	-184	-243	68	0,17
Max M2	-189	-278	-62	11	56	-16	0,00
Max M2	-189	-262	-66	11	61	-17	0,09
Max M2	-188	-247	-69	11	67	-17	0,17
Min M2	13	87	0	20	97	-2	0,00
Min M2	14	93	0	20	104	-2	0,09
Min M2	14	100	0	21	110	-2	0,17
Min M2	-217	-336	-48	-213	-332	47	0,00
Max M3	-216	-321	-51	-212	-317	49	0,09
Max M3	-216	-306	-54	-212	-302	52	0,17
Max M3	43	28	4	51	37	-6	0,00
Max M3	43	33	4	51	41	-6	0,09
Min M3	43	37	3	51	45	-6	0,17
Min M3	-241	-280	-52	-237	-276	50	0,00
Min M3	-241	-263	-55	-237	-259	53	0,09
Min M3	-240	-246	-57	-237	-242	56	0,17
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	67	1	17	69	-1	-23	0,00
Max P	68	9	18	69	8	-24	0,09
Max P	68	17	19	70	16	-25	0,17
Max P	-329	-333	-36	-326	-330	31	0,00
Min P	-328	-301	-38	-326	-298	33	0,09
Min P	-327	-269	-39	-325	-266	34	0,17
Min P	-52	-9	67	-182	-278	81	0,00
Min P	-36	6	71	-197	-253	85	0,09
Max M2	-36	21	74	-196	-228	90	0,17
Max M2	-185	-281	-86	-50	-11	-73	0,00
Max M2	-199	-256	-90	-35	5	-77	0,09
Max M2	-198	-230	-95	-34	20	-80	0,17
Min M2	2	138	18	2	138	-18	0,00
Min M2	-13	152	19	-13	152	-19	0,09
Min M2	-11	167	20	-11	167	-20	0,17
Min M2	-263	-471	-37	-259	-469	27	0,00
Max M3	-248	-444	-39	-244	-443	28	0,09
Max M3	-248	-418	-41	-244	-417	29	0,17
Max M3	67	1	17	69	-1	-23	0,00
Max M3	68	9	18	69	8	-24	0,09
Min M3	68	17	19	70	16	-25	0,17
Min M3	-329	-333	-36	-326	-330	31	0,00
Min M3	-328	-301	-38	-326	-298	33	0,09
Min M3	-327	-269	-39	-325	-266	34	0,17

Tabella 3.2.23 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione I a destra del nodo

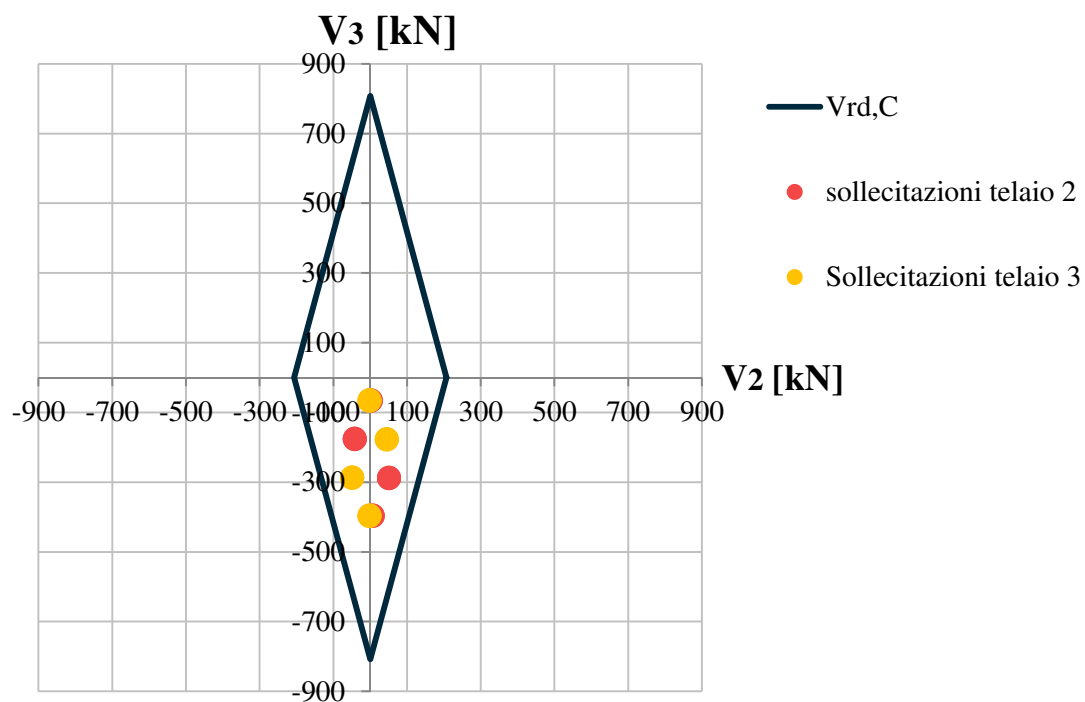


Figura 3-47 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione I dei due telai esterni

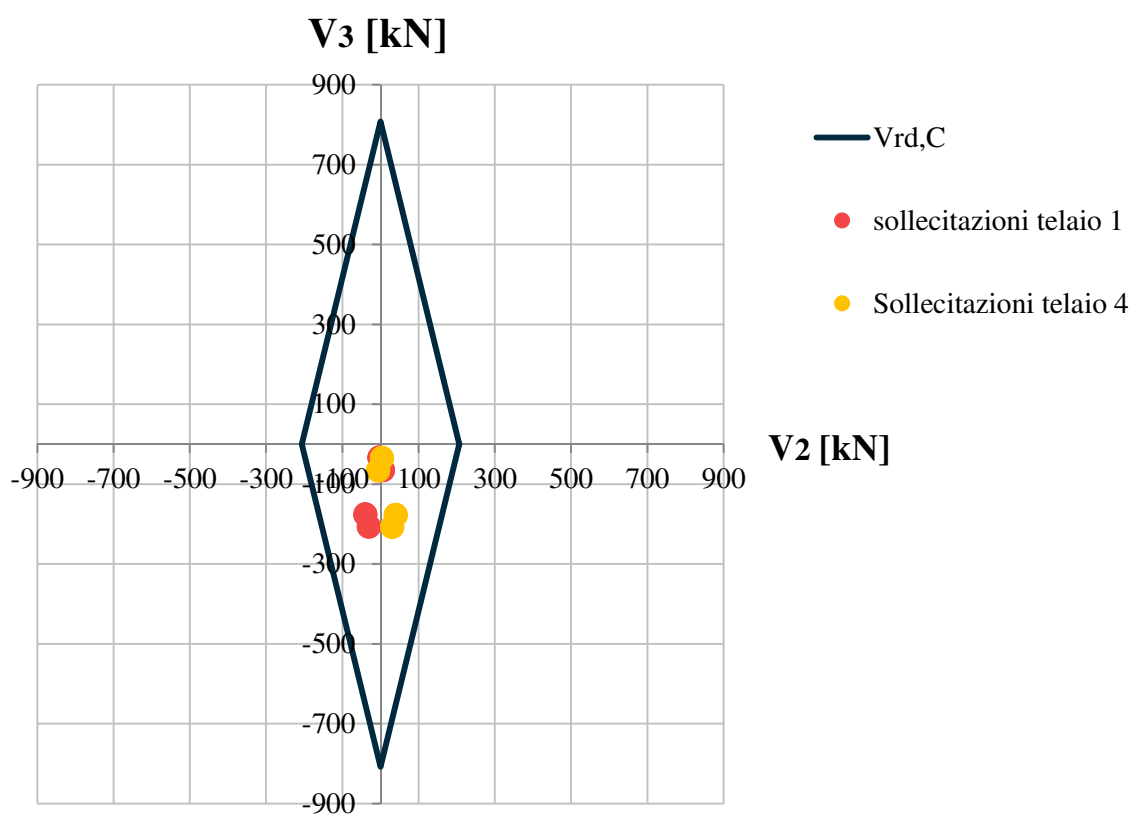


Figura 3-48 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione I dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-35	-3	-36	4	0,00
Max V2	-34	-3	-35	4	0,07
Max V2	-34	-3	-35	4	0,14
Max V2	-207	-30	-208	31	0,00
Min V2	-207	-30	-207	31	0,07
Min V2	-206	-30	-207	31	0,14
Min V2	-66	7	-179	40	0,00
Min V2	-65	7	-178	40	0,07
Max V3	-65	7	-177	40	0,14
Max V3	-177	-39	-66	-6	0,00
Max V3	-177	-39	-66	-6	0,07
Max V3	-176	-39	-65	-6	0,14
Min V3	-35	-3	-36	4	0,00
Min V3	-34	-3	-35	4	0,07
Min V3	-34	-3	-35	4	0,14
Min V3	-207	-30	-208	31	0,00
	TELAIO 2		TELAIO 3		Station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-68	2	-67	-2	0,00
Max V2	-67	2	-67	-2	0,07
Max V2	-66	2	-66	-2	0,14
Max V2	-398	7	-398	-2	0,00
Min V2	-397	7	-397	-2	0,07
Min V2	-396	7	-396	-2	0,14
Min V2	-290	51	-179	45	0,00
Min V2	-289	51	-178	45	0,07
Max V3	-288	51	-177	45	0,14
Max V3	-178	-42	-289	-49	0,00
Max V3	-177	-42	-288	-49	0,07
Max V3	-176	-42	-287	-49	0,14
Min V3	-68	2	-67	-2	0,00
Min V3	-67	2	-67	-2	0,07
Min V3	-66	2	-66	-2	0,14
Min V3	-398	7	-398	-2	0,00

Tabella 3.2.24 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione I

3.2.10 Sezione N

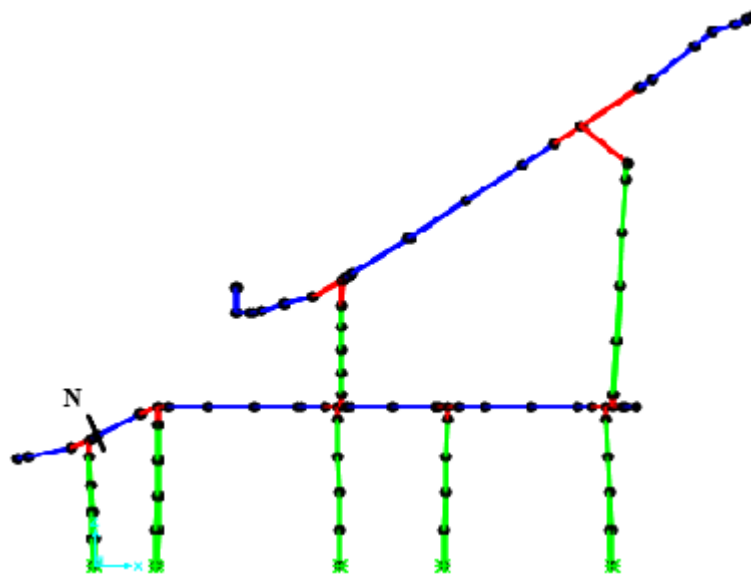


Figura 3-49 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

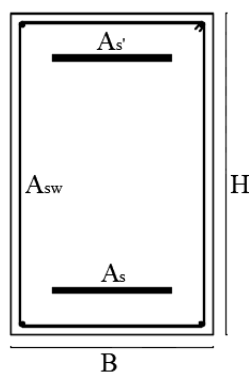


Figura 3-50 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}	piego
0,35	0,95	10 ϕ 20	6 ϕ 20	6 ϕ 8/20cm	-

Tabella 3.2.25 Geometria ed armatura della sezione N

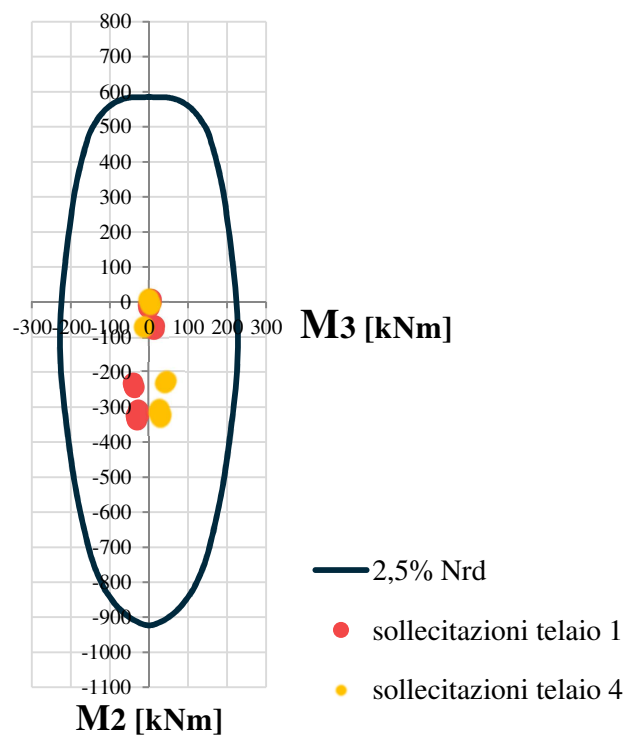


Figura 3-51 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione N dei due telai esterni

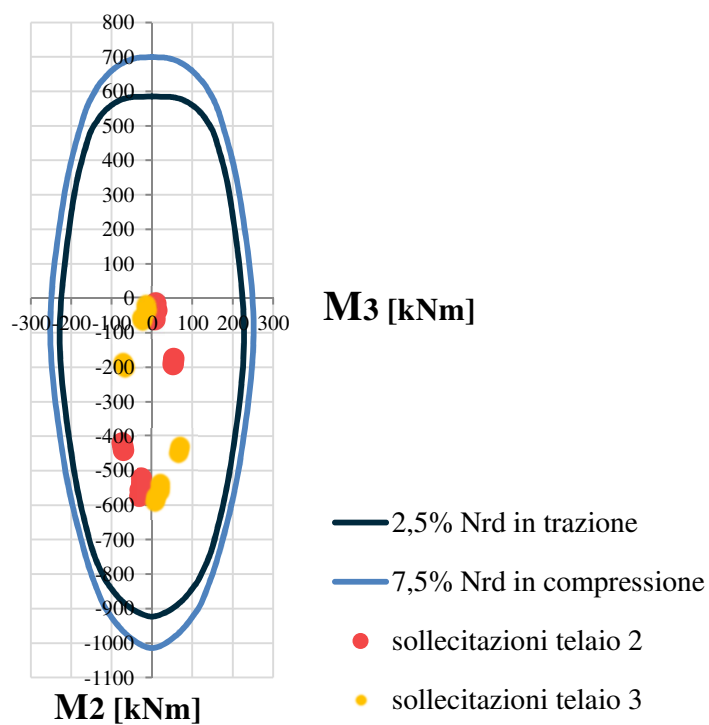


Figura 3-52 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione N dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	17	-15	0	54	-10	4	0,00
Max P	17	-12	-1	55	-8	5	0,07
Max P	17	-9	-1	55	-6	6	0,14
Max P	-154	-322	-26	-153	-318	25	0,00
Min P	-154	-315	-27	-152	-311	26	0,07
Min P	-153	-309	-28	-152	-304	27	0,14
Min P	-34	-75	12	-54	-236	41	0,00
Min P	-34	-71	12	-54	-231	43	0,07
Max M2	-34	-67	12	-54	-226	45	0,14
Max M2	-93	-244	-38	-34	-74	-12	0,00
Max M2	-93	-238	-39	-34	-71	-12	0,07
Max M2	-92	-233	-41	-34	-67	-12	0,14
Min M2	9	0	5	46	4	-1	0,00
Min M2	9	4	4	46	7	0	0,07
Min M2	9	7	4	46	10	1	0,14
Min M2	-146	-336	-31	-144	-332	30	0,00
Max M3	-145	-330	-32	-144	-326	31	0,07
Max M3	-145	-325	-33	-144	-320	33	0,14
Max M3	17	-15	0	54	-10	4	0,00
Max M3	17	-12	-1	55	-8	5	0,07
Min M3	17	-9	-1	55	-6	6	0,14
Min M3	-154	-322	-26	-153	-318	25	0,00
Min M3	-154	-315	-27	-152	-311	26	0,07
Min M3	-153	-309	-28	-152	-304	27	0,14
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	32	-61	6	81	-67	-22	0,00
Max P	33	-55	6	81	-62	-23	0,07
Max P	33	-48	5	81	-56	-24	0,14
Max P	-265	-547	-26	-259	-562	21	0,00
Min P	-265	-534	-26	-259	-550	21	0,07
Min P	-265	-522	-26	-259	-538	22	0,14
Min P	-88	-191	51	-157	-452	66	0,00
Min P	-88	-182	52	-156	-442	68	0,07
Max M2	-88	-174	53	-156	-431	70	0,14
Max M2	-164	-440	-71	-41	-201	-67	0,00
Max M2	-163	-429	-73	-40	-193	-70	0,07
Max M2	-163	-418	-74	-40	-185	-72	0,14
Min M2	-20	-35	11	13	-38	-11	0,00
Min M2	-22	-25	8	-12	-29	-13	0,07
Min M2	-21	-15	9	-12	-19	-13	0,14
Min M2	-213	-574	-31	-192	-592	9	0,00
Max M3	-211	-564	-28	-166	-583	11	0,07
Max M3	-210	-555	-30	-165	-575	11	0,14
Max M3	32	-61	6	81	-67	-22	0,00
Max M3	33	-55	6	81	-62	-23	0,07
Min M3	33	-48	5	81	-56	-24	0,14
Min M3	-265	-547	-26	-259	-562	21	0,00
Min M3	-265	-534	-26	-259	-550	21	0,07
Min M3	-265	-522	-26	-259	-538	22	0,14

Tabella 3.2.26 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione N

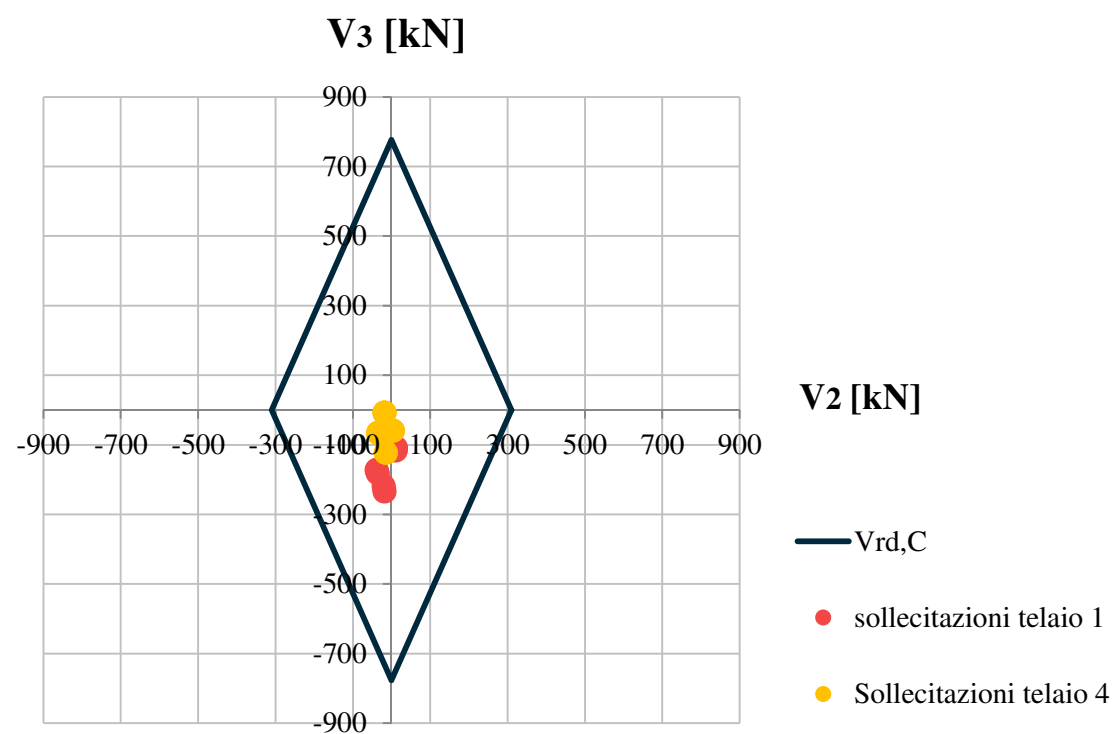
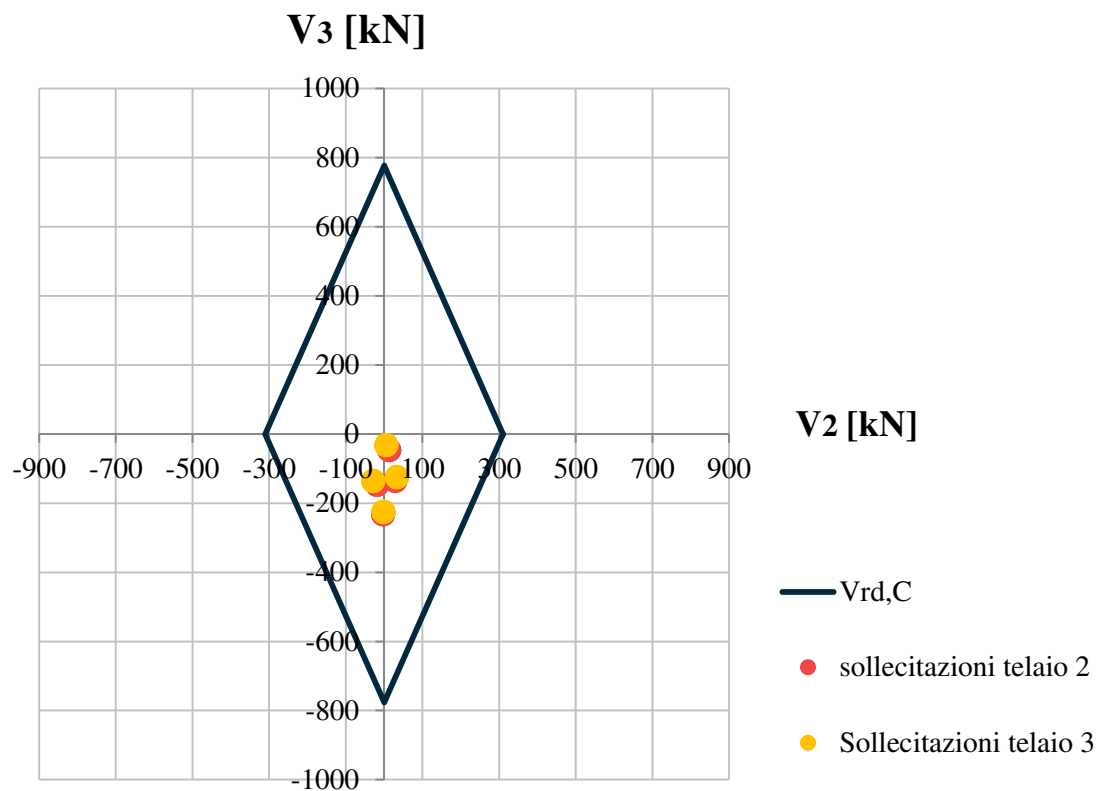


Figura 3-53 Dominio di resistenza



per la verifica a taglio nella sezione N dei due telai esterni

Figura 3-54 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione N dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-92	-8	-9	-18	0,00
Max V2	-91	-8	-8	-18	0,07
Max V2	-90	-9	-8	-18	0,14
Max V2	-236	-18	-124	-15	0,00
Min V2	-227	-19	-123	-15	0,07
Min V2	-218	-20	-123	-15	0,14
Min V2	-183	-36	-60	3	0,00
Min V2	-178	-38	-60	3	0,07
Max V3	-172	-39	-60	3	0,14
Max V3	-117	11	-67	-35	0,00
Max V3	-113	11	-67	-35	0,07
Max V3	-109	11	-66	-35	0,14
Min V3	-92	-8	-9	-18	0,00
Min V3	-91	-8	-8	-18	0,07
Min V3	-90	-9	-8	-18	0,14
Min V3	-236	-18	-124	-15	0,00
	TELAIO 2		TELAIO 3		Station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-48	13	-33	6	0,00
Max V2	-47	13	-33	6	0,07
Max V2	-47	13	-32	6	0,14
Max V2	-234	-3	-226	-2	0,00
Min V2	-233	-3	-226	-2	0,07
Min V2	-232	-3	-225	-2	0,14
Min V2	-137	29	-126	33	0,00
Min V2	-136	29	-126	33	0,07
Max V3	-136	29	-125	33	0,14
Max V3	-148	-19	-137	-29	0,00
Max V3	-148	-19	-137	-29	0,07
Max V3	-147	-19	-136	-29	0,14
Min V3	-48	13	-33	6	0,00
Min V3	-47	13	-33	6	0,07
Min V3	-47	13	-32	6	0,14
Min V3	-234	-3	-226	-2	0,00

Tabella 3.2.27 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione N

3.2.11 Sezione O

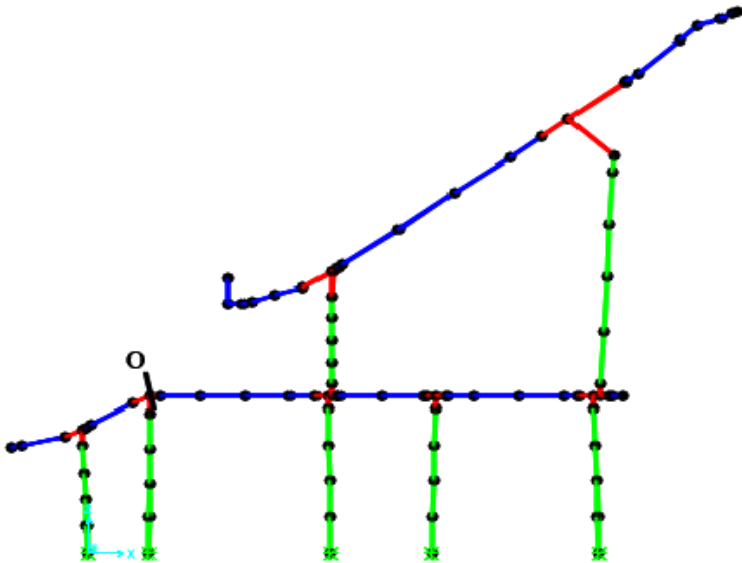


Figura 3-55 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

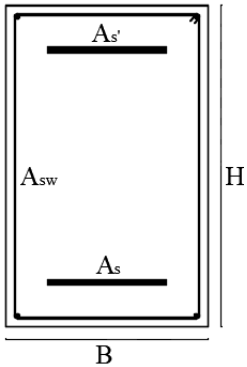


Figura 3-56 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A _s '	A _s	A _{sw} destra	A _{sw} sinistra	piego
0,35	0,70	5φ20	-	2φ8/20cm	4φ8/20cm	-

Tabella 3.2.28 Geometria ed armatura della sezione O

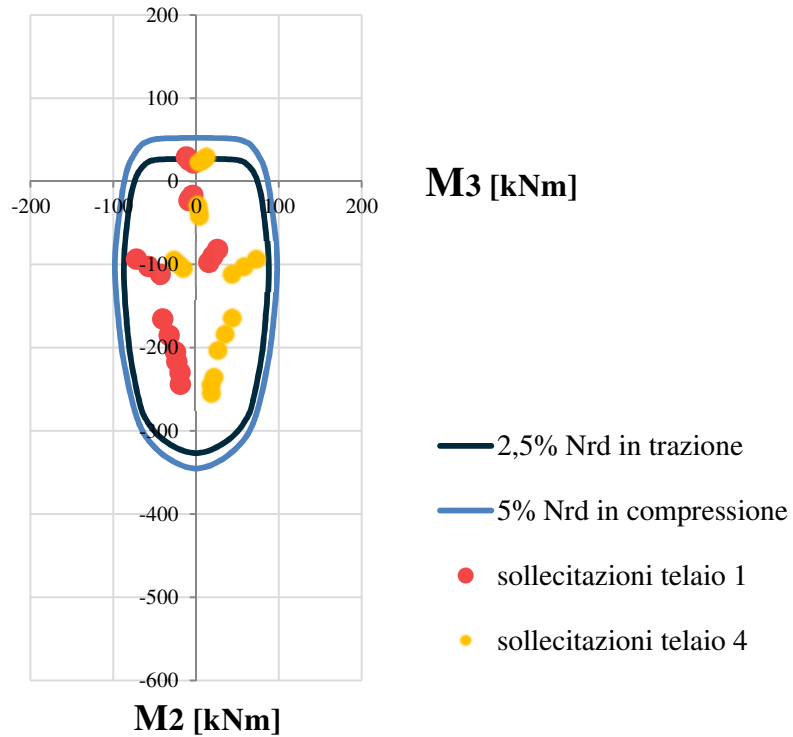


Figura 3-57 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione O dei due telai esterni

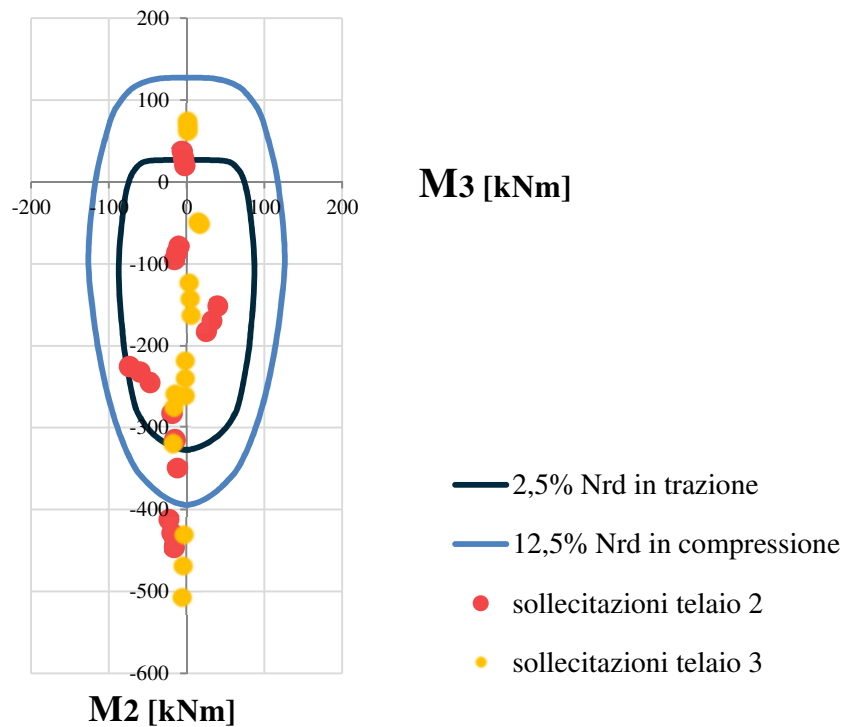


Figura 3-58 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione O dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} kNm]	
Max P	39	-17	-4	74	-29	2	0,00
Max P	39	-20	-7	75	-36	3	0,25
Max P	39	-23	-9	75	-42	4	0,50
Max P	-118	-205	-25	-116	-203	27	0,00
Min P	-117	-185	-33	-116	-184	36	0,25
Min P	-117	-166	-41	-115	-165	44	0,50
Min P	-60	-97	15	-20	-112	43	0,00
Min P	-60	-90	20	-19	-103	58	0,25
Max M2	-59	-82	25	-19	-94	72	0,50
Max M2	-20	-112	-43	-34	-105	-15	0,00
Max M2	-19	-102	-58	-34	-100	-21	0,25
Max M2	-19	-94	-72	-33	-95	-26	0,50
Min M2	18	22	-3	18	22	3	0,00
Min M2	14	26	-9	14	26	9	0,25
Min M2	15	29	-12	15	29	12	0,50
Min M2	-99	-244	-19	-62	-255	19	0,00
Max M3	-93	-230	-20	-56	-245	19	0,25
Max M3	-92	-217	-24	-55	-236	23	0,50
Max M3	39	-17	-4	74	-29	2	0,00
Max M3	39	-20	-7	75	-36	3	0,25
Min M3	39	-23	-9	75	-42	4	0,50
Min M3	-118	-205	-25	-116	-203	27	0,00
Min M3	-117	-166	-41	-115	-165	44	0,50
	TELAIO 2			TELAIO 3			station [m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	82	-78	-10	27	74	2	0,00
Max P	83	-86	-13	27	68	2	0,24
Max P	84	-95	-16	27	61	2	0,47
Max P	-228	-349	-12	-91	-219	-1	0,00
Min P	-227	-315	-15	-91	-240	-1	0,24
Min P	-226	-282	-19	-91	-261	-2	0,47
Min P	-109	-182	25	-229	-49	15	0,00
Min P	-109	-169	32	-229	-51	16	0,24
Max M2	-109	-151	39	-229	-52	18	0,47
Max M2	-37	-245	-47	-289	-259	-15	0,00
Max M2	-35	-232	-60	-289	-275	-16	0,24
Max M2	-34	-225	-74	-300	-320	-17	0,47
Min M2	25	20	-3	-291	-431	-3	0,00
Min M2	19	29	-4	-292	-469	-4	0,24
Min M2	18	38	-6	-293	-507	-5	0,47
Min M2	-165	-446	-16	-228	-124	3	0,00
Max M3	-154	-429	-19	-226	-143	4	0,24
Max M3	-151	-412	-23	-226	-163	6	0,47
Max M3	82	-78	-10	27	74	2	0,00
Max M3	83	-86	-13	27	68	2	0,24
Min M3	84	-95	-16	27	61	2	0,47
Min M3	-228	-349	-12	-91	-219	-1	0,00
Min M3	-227	-315	-15	-91	-240	-1	0,24
Min M3	-226	-282	-19	-91	-261	-2	0,47

Tabella 3.2.29 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione O

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = -412$ kNm (TELAIO2) station 0,47 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -431$ kNm (TELAIO3) station 0,47 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -429$ kNm (TELAIO2) station 0,24 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -469$ kNm (TELAIO3) station 0,24 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -431$ kNm (TELAIO2) station 0,00m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -446$ kNm (TELAIO3) station 0,00m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

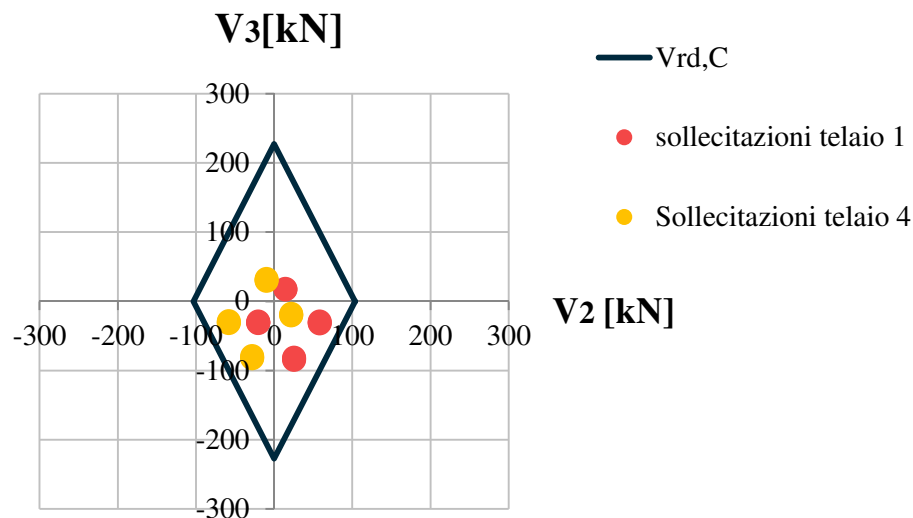


Figura 3-59 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione O a destra dell'appoggio dei due telai esterni

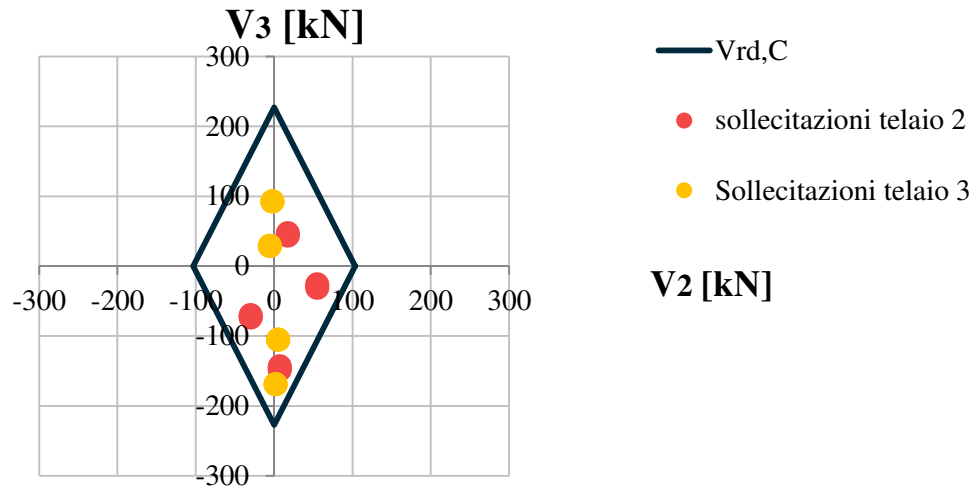


Figura 3-60 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione O a destra dell'appoggio dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	17	15	29	-10	0,00
Max V2	18	15	31	-10	0,25
Max V2	-85	26	32	-10	0,50
Max V2	-83	26	-83	-28	0,00
Min V2	-82	26	-81	-28	0,25
Min V2	-32	58	-80	-28	0,50
Min V2	-31	58	-21	22	0,00
Min V2	-29	58	-20	22	0,25
Max V3	-32	-20	-19	22	0,50
Max V3	-31	-20	-32	-58	0,00
Max V3	-30	-20	-31	-58	0,25
Max V3	-31	-20	-29	-58	0,50
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	43	18	92	-2	0,00
Max V2	45	18	92	-2	0,07
Max V2	47	18	92	-2	0,14
Max V2	-149	7	-169	2	0,00
Min V2	-146	7	-169	2	0,07
Min V2	-144	7	-169	2	0,14
Min V2	-31	55	-106	5	0,00
Min V2	-29	55	-106	5	0,07
Max V3	-26	55	-106	5	0,14
Max V3	-74	-30	29	-6	0,00
Max V3	-72	-30	29	-6	0,07
Max V3	-70	-30	29	-6	0,14

Tabella 3.2.30 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio a destra dell'appoggio nella sezione O

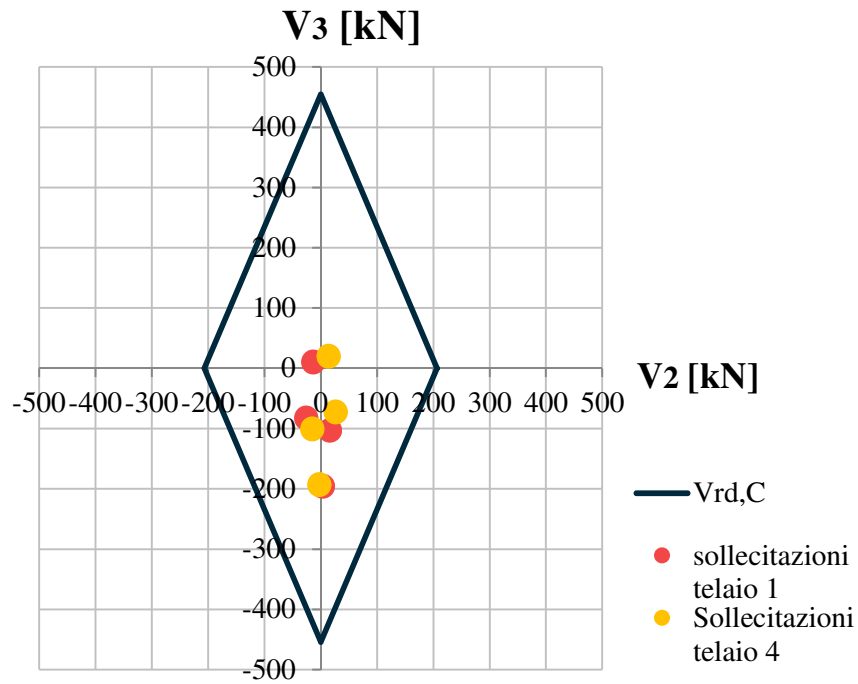


Figura 3-61 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione O a sinistra dell'appoggio dei due telai esterni

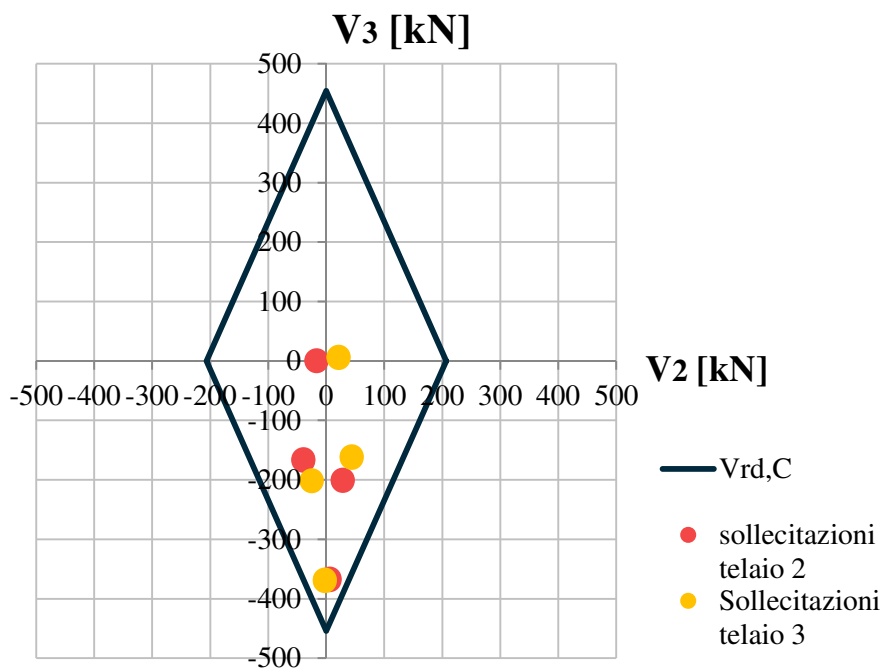


Figura 3-62 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione O a sinistra all'appoggio dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	17	15	29	-10	0,00
Max V2	18	15	31	-10	0,25
Max V2	-85	26	32	-10	0,50
Max V2	-83	26	-83	-28	0,00
Min V2	-82	26	-81	-28	0,25
Min V2	-32	58	-80	-28	0,50
Min V2	-31	58	-21	22	0,00
Min V2	-29	58	-20	22	0,25
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]	
Max V2	43	18	92	-2	0,00
Max V2	45	18	92	-2	0,07
Max V2	47	18	92	-2	0,14
Max V2	-149	7	-169	2	0,00
Min V2	-146	7	-169	2	0,07
Min V2	-144	7	-169	2	0,14
Min V2	-31	55	-106	5	0,00
Min V2	-29	55	-106	5	0,07

Tabella 3.2.31 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio a sinistra dell'appoggio nella sezione O

3.2.12 Sezione P

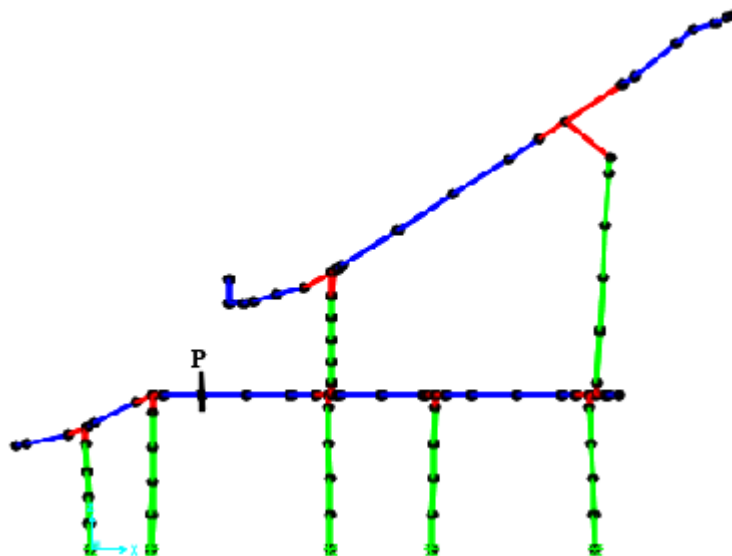


Figura 3-63 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

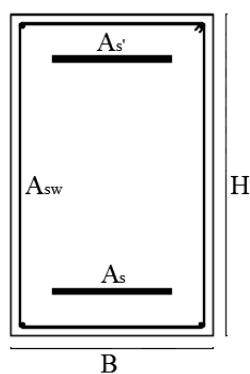


Figura 3-64 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}	piego
0,35	0,7	-	3 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm	-

Tabella 3.2.32 Geometria ed armatura della sezione P

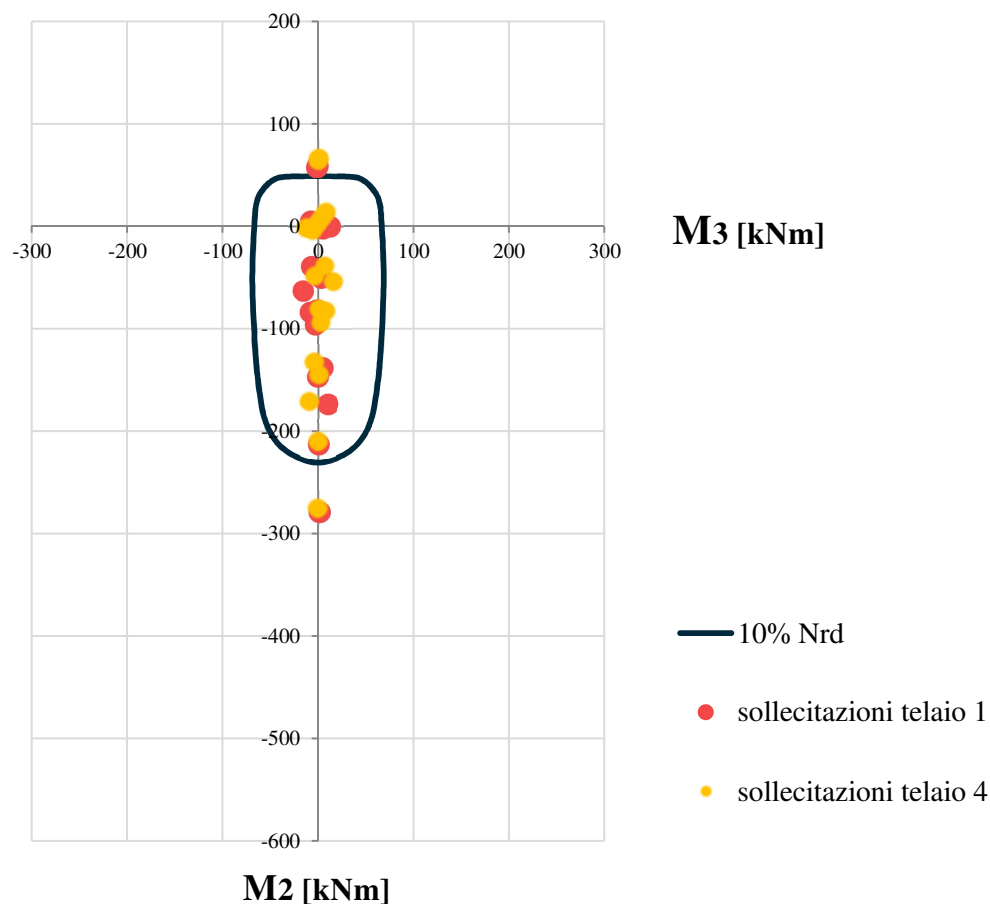


Figura 3-65 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione P dei due telai esterni

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = -279$ kNm (TELAIO1) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -275$ kNm (TELAIO4) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 70$ kNm (TELAIO1) station 1,06 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 70$ kNm (TELAIO4) station 1,06 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

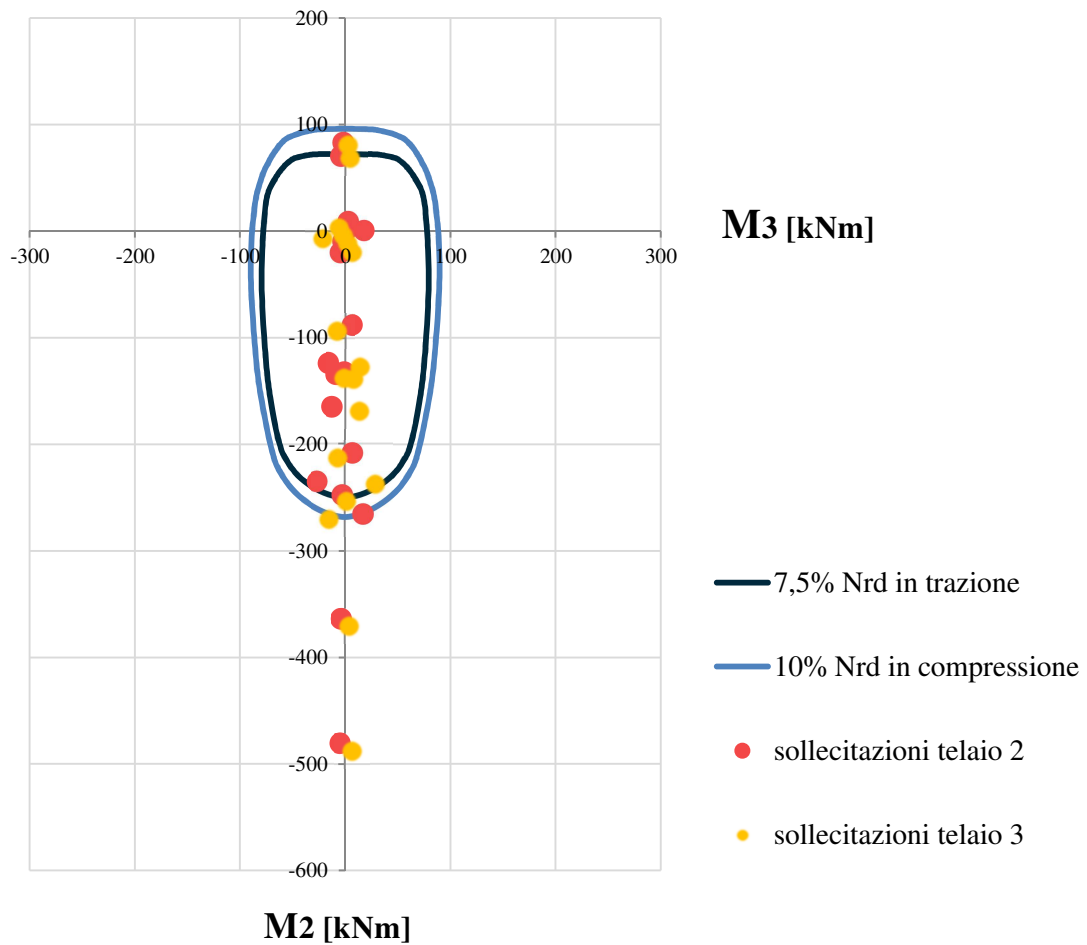


Figura 3-66 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione P dei due telai interni

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = -364$ kNm (TELAIO2) station 0,35 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -371$ kNm (TELAIO3) station 0,35 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -456$ kNm (TELAIO2) station 0,35 m
relativa alla combinazione n°12: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot TER + 1,05 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -473$ kNm (TELAIO3) station 0,35 m
relativa alla combinazione n°12: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot TER + 1,05 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	73	5	-8	105	13	8	0,00
Max P	73	3	-4	105	8	4	0,35
Max P	73	1	0	105	2	-1	0,70
Max P	73	-2	5	105	-4	-5	1,06
Min P	-125	-279	1	-124	-275	0	0,00
Min P	-125	-213	0	-124	-210	0	0,35
Min P	-125	-147	-1	-124	-145	0	0,70
Min P	-125	-82	-2	-124	-81	1	1,06
Max M2	-52	-173	10	31	-54	16	0,00
Max M2	-53	-138	4	1	-39	7	0,35
Max M2	-32	-50	3	-19	-94	3	0,70
Max M2	-13	0	12	-38	-83	8	1,06
Min M2	-1	-63	-16	-51	-171	-9	0,00
Min M2	1	-39	-7	-30	-133	-4	0,35
Min M2	-20	-96	-3	0	-49	-3	0,70
Min M2	-39	-84	-8	19	-2	-12	1,06
Max M3	56	58	-1	88	66	1	0,00
Max M3	55	59	-1	87	64	0	0,35
Max M3	42	63	0	64	64	-1	0,70
Max M3	32	70	0	32	70	0	1,06
Min M3	-108	-332	-5	-107	-328	6	0,00
Min M3	-107	-269	-3	-106	-266	3	0,35
Min M3	-99	-208	-1	-98	-206	1	0,70
Min M3	-85	-151	0	-52	-152	-2	1,06
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	128	-20	-5	170	-20	7	0,00
Max P	128	-9	-2	170	-12	3	0,35
Max P	128	0	0	170	-4	-2	0,70
Max P	128	9	2	170	3	-6	1,06
Min P	-247	-481	-5	-240	-488	7	0,00
Min P	-247	-364	-4	-240	-371	4	0,35
Min P	-247	-248	-3	-240	-254	2	0,70
Min P	-247	-132	-1	-240	-138	-1	1,06
Max M2	-101	-265	17	24	-238	29	0,00
Max M2	-109	-209	7	31	-169	13	0,35
Max M2	-49	-88	6	-43	-139	8	0,70
Max M2	-44	1	17	-68	-128	14	1,06
Min M2	-18	-235	-27	-95	-271	-15	0,00
Min M2	-10	-164	-13	-102	-214	-6	0,35
Min M2	-50	-134	-9	-7	-94	-8	0,70
Min M2	-75	-124	-16	-2	-7	-21	1,06
Max M3	95	71	-4	101	69	4	0,00
Max M3	92	83	-2	99	81	3	0,35
Max M3	48	100	-1	55	97	0	0,70
Max M3	32	124	1	40	121	-3	1,06
Min M3	-214	-572	-6	-171	-577	9	0,00
Min M3	-211	-456	-4	-170	-463	4	0,35
Min M3	-167	-347	-2	-125	-355	0	0,70
Min M3	-151	-248	0	-110	-257	-4	1,06

Tabella 3.2.33 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione P

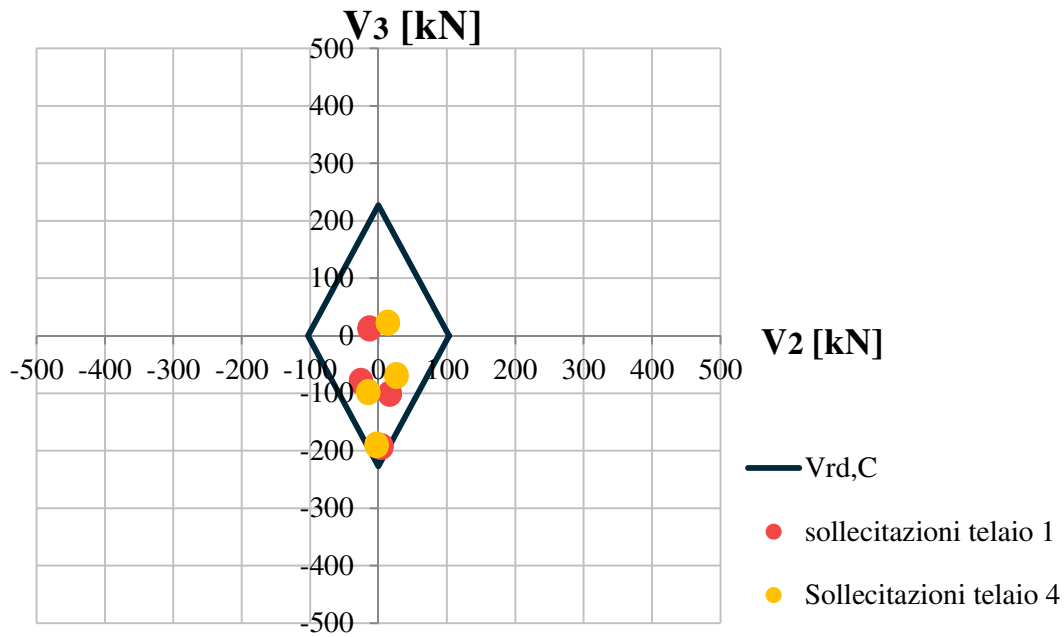


Figura 3-67 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione P dei due telai esterni

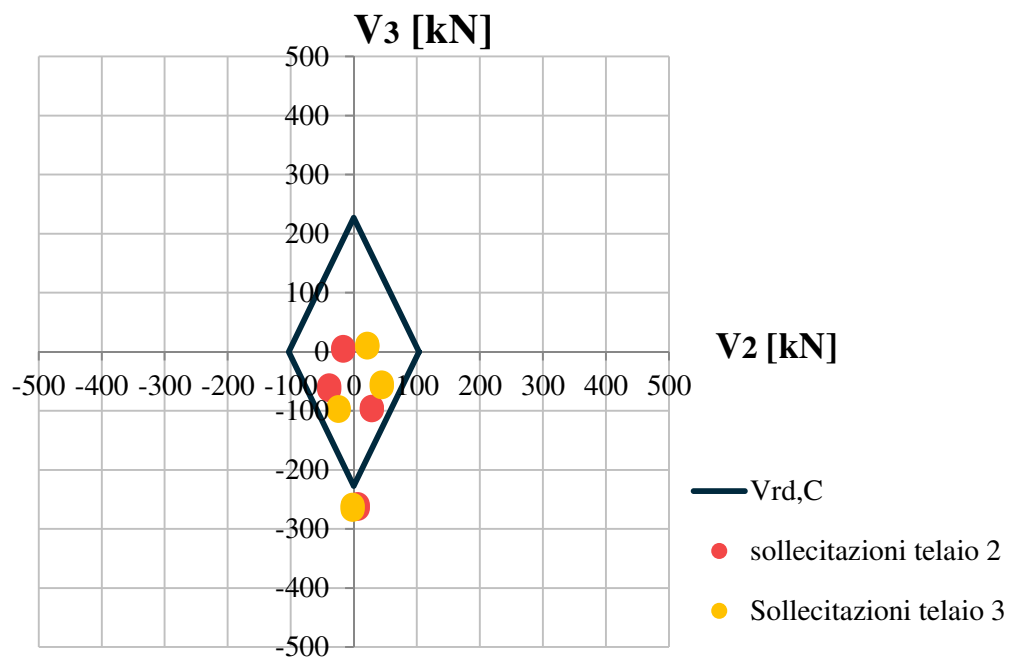


Figura 3-68 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione P dei due telai interni

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $V_3 = -266$ kN (TELAIO2) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $V_3 = -268$ kN (TELAIO3) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	10	-13	20	14	0,00
Max V2	12	-13	21	14	0,35
Max V2	13	-13	23	14	0,70
Max V2	14	-13	24	14	1,06
Min V2	-196	4	-193	-3	0,00
Min V2	-194	4	-191	-3	0,35
Min V2	-192	4	-189	-3	0,70
Min V2	-191	4	-188	-3	1,06
Max V3	-103	17	-72	26	0,00
Max V3	-102	17	-71	26	0,35
Max V3	-100	17	-69	26	0,70
Max V3	-99	17	-67	26	1,06
Min V3	-82	-26	-100	-15	0,00
Min V3	-80	-26	-99	-15	0,35
Min V3	-79	-26	-98	-15	0,70
Min V3	-77	-26	-97	-15	1,06
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	1	-17	7	22	0,00
Max V2	3	-17	9	22	0,35
Max V2	6	-17	11	22	0,70
Max V2	8	-17	13	22	1,06
Min V2	-266	6	-268	-2	0,00
Min V2	-264	6	-265	-2	0,35
Min V2	-261	6	-262	-2	0,70
Min V2	-258	6	-260	-2	1,06
Max V3	-100	29	-60	44	0,00
Max V3	-98	29	-58	44	0,35
Max V3	-95	29	-55	44	0,70
Max V3	-93	29	-52	44	1,06
Min V3	-65	-39	-100	-24	0,00
Min V3	-63	-39	-98	-24	0,35
Min V3	-60	-39	-96	-24	0,70
Min V3	-57	-39	-94	-24	1,06

Tabella 3.2.34 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione P

3.2.13 Sezione Q

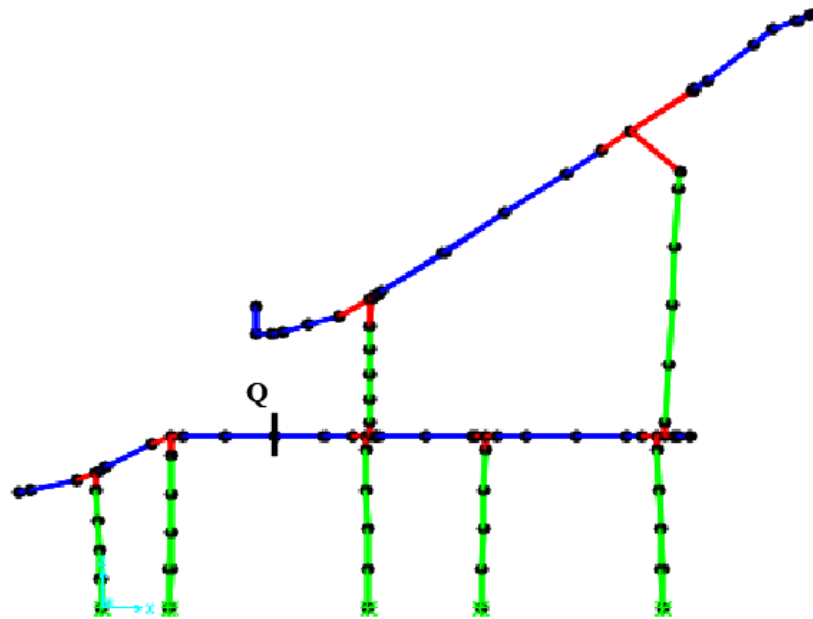


Figura 3-69 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

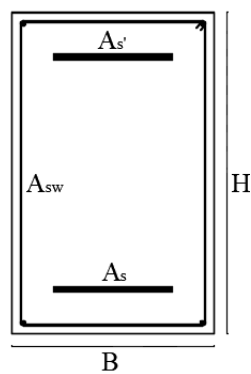


Figura 3-70 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	$A_{s'}$	A_s	A_{sw}	piego
0,35	0,70	-	5 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm	-

Tabella 3.2.35 Geometria ed armatura della sezione Q

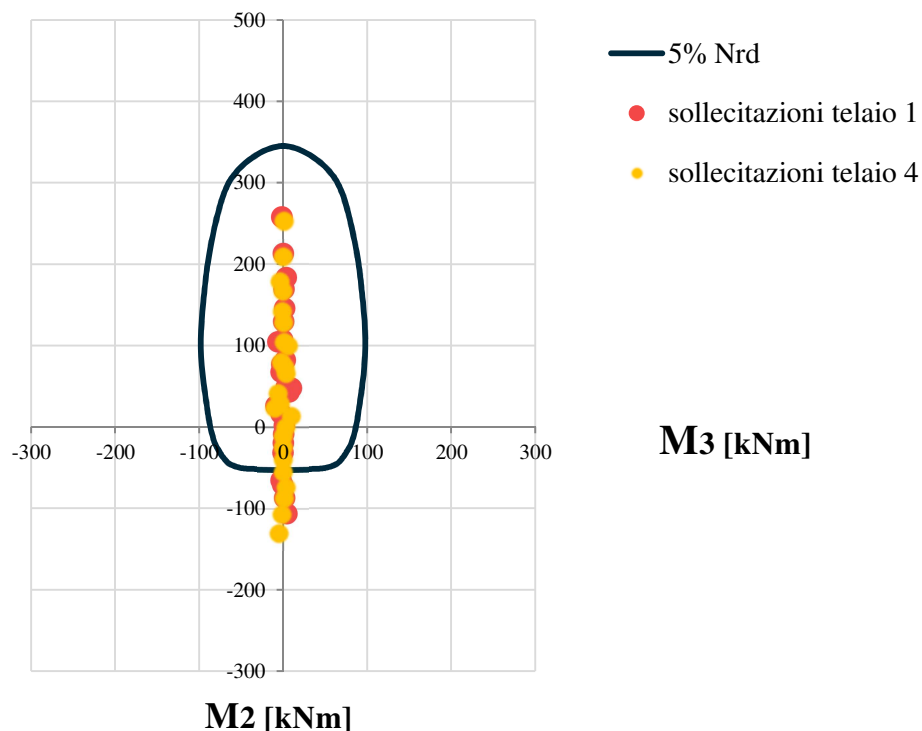


Figura 3-71 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione Q dei due telai esterni

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = -65$ kNm (TELAIO1) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -74$ kNm (TELAIO4) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -70$ kNm (TELAIO1) station 0,35 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -87$ kNm (TELAIO4) station 0,35 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -86$ kNm (TELAIO1) station 0,70 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -107$ kNm (TELAIO4) station 0,70 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -106$ kNm (TELAIO1) station 1,06 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -130$ kNm (TELAIO4) station 1,06 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

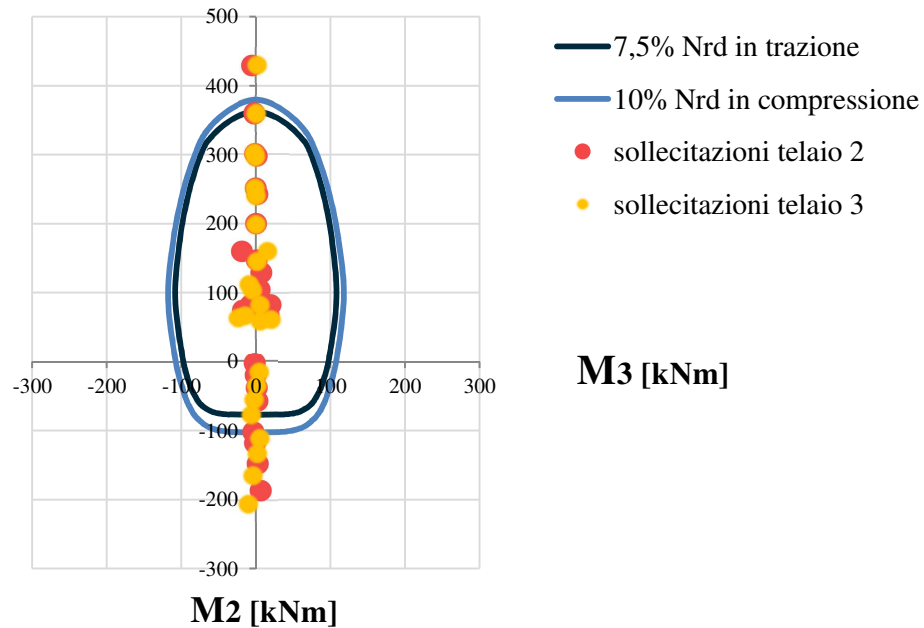


Figura 3-72 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione Q dei due telai interni

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = -102$ kNm (TELAIO2) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -112$ kNm (TELAIO3) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -118$ kNm (TELAIO2) station 0,35 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -133$ kNm (TELAIO3) station 0,35 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -147$ kNm (TELAIO2) station 0,70 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -165$ kNm (TELAIO3) station 0,70 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -186$ kNm (TELAIO2) station 1,06 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -206$ kNm (TELAIO3) station 1,06 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	72	2	1	102	-11	0	0,00
Max P	72	-8	0	102	-25	0	0,35
Max P	72	-19	0	102	-40	0	0,70
Max P	72	-31	-1	102	-55	0	1,06
Min P	-129	68	-3	-128	66	3	0,00
Min P	-129	107	-1	-128	104	1	0,35
Min P	-129	146	1	-128	141	-1	0,70
Min P	-129	183	3	-128	178	-4	1,06
Max M2	-11	43	7	-16	13	10	0,00
Max M2	-17	82	2	-9	0	3	0,35
Max M2	-30	49	3	-27	73	2	0,70
Max M2	-30	48	9	-27	99	6	1,06
Min M2	-46	27	-9	-10	41	-6	0,00
Min M2	-40	17	-3	-17	79	-2	0,35
Min M2	-27	77	-2	1	28	-3	0,70
Min M2	-27	105	-7	1	23	-10	1,06
Max M3	-101	130	0	-100	128	0	0,00
Max M3	-105	169	0	-104	166	0	0,35
Max M3	-101	213	0	-100	208	0	0,70
Max M3	-98	258	-2	-98	253	1	1,06
Min M3	21	-65	-3	42	-74	4	0,00
Min M3	48	-70	-1	78	-87	1	0,35
Min M3	44	-86	1	74	-107	-1	0,70
Min M3	41	-106	4	72	-130	-5	1,06
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	124	-3	-1	164	-17	5	0,00
Max P	124	-20	0	164	-36	1	0,35
Max P	124	-38	1	164	-56	-2	0,70
Max P	124	-57	2	164	-78	-5	1,06
Min P	-234	148	1	-231	145	2	0,00
Min P	-234	200	0	-231	198	1	0,35
Min P	-234	251	0	-231	251	-1	0,70
Min P	-234	301	-1	-231	301	-2	1,06
Max M2	-27	69	17	-44	61	20	0,00
Max M2	-25	105	5	-46	59	6	0,35
Max M2	-65	130	7	-41	82	6	0,70
Max M2	-45	83	19	-61	160	16	1,06
Min M2	-82	75	-17	-24	67	-14	0,00
Min M2	-85	75	-5	-21	103	-4	0,35
Min M2	-45	83	-7	-26	112	-8	0,70
Min M2	-65	160	-18	-6	64	-23	1,06
Max M3	-175	242	2	-174	240	0	0,00
Max M3	-182	298	1	-179	296	0	0,35
Max M3	-177	360	-2	-174	359	1	0,70
Max M3	-178	429	-5	-175	429	2	1,06
Min M3	26	-102	-3	54	-112	6	0,00
Min M3	73	-118	-1	112	-133	2	0,35
Min M3	67	-147	2	106	-165	-3	0,70
Min M3	69	-186	6	108	-206	-9	1,06

Tabella 3.2.36 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione Q

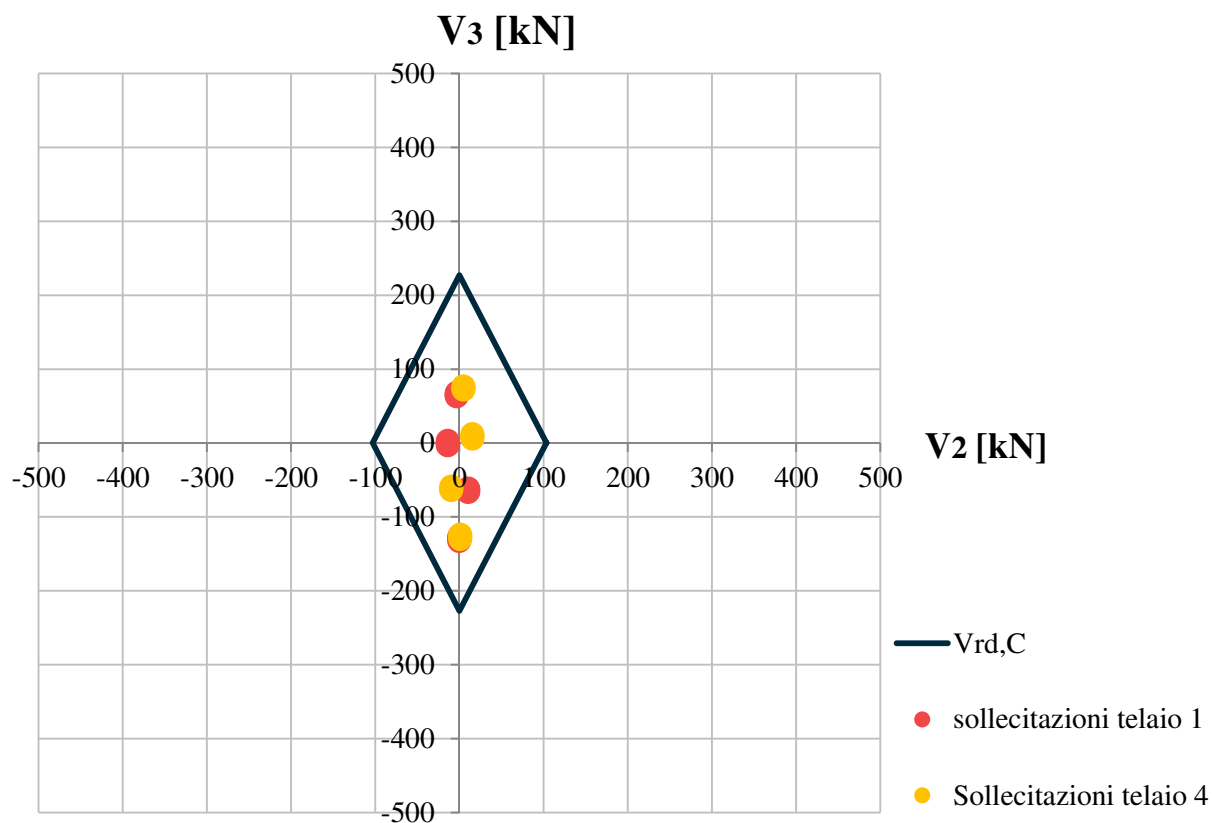


Figura 3-73 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione Q dei due telai esterni

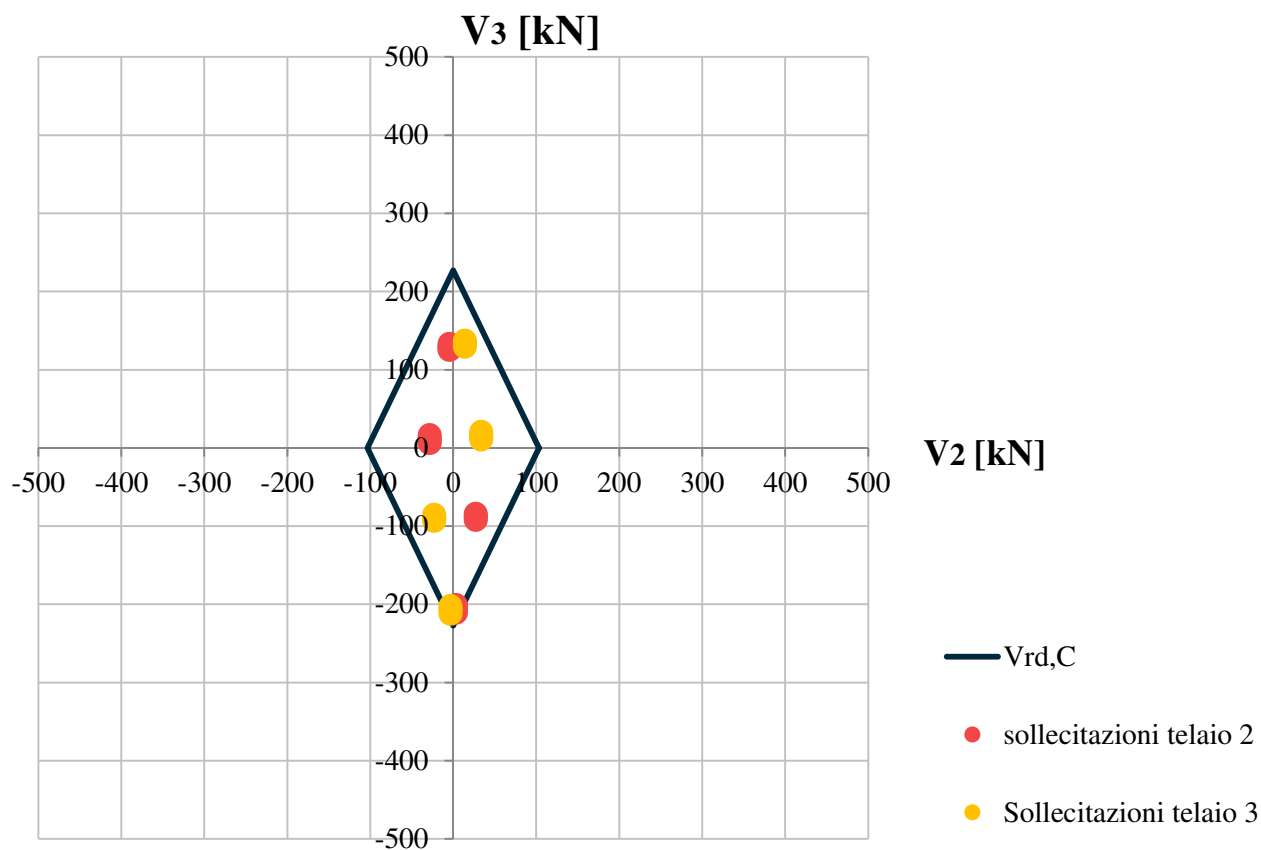


Figura 3-74 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione Q dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	63	-3	72	5	0,00
Max V2	64	-3	73	5	0,35
Max V2	66	-3	75	5	0,70
Max V2	68	-3	76	5	1,06
Min V2	-133	0	-130	1	0,00
Min V2	-131	0	-128	1	0,35
Min V2	-129	0	-126	1	0,70
Min V2	-127	0	-124	1	1,06
Max V3	-67	10	6	15	0,00
Max V3	-65	10	8	15	0,35
Max V3	-63	10	10	15	0,70
Max V3	-62	10	12	15	1,06
Min V3	-3	-14	-64	-10	0,00
Min V3	-1	-14	-63	-10	0,35
Min V3	1	-14	-61	-10	0,70
Min V3	3	-14	-59	-10	1,06
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	125	-4	129	14	0,00
Max V2	128	-4	132	14	0,35
Max V2	130	-4	134	14	0,70
Max V2	133	-4	137	14	1,06
Min V2	-211	3	-212	-3	0,00
Min V2	-208	3	-209	-3	0,35
Min V2	-205	3	-206	-3	0,70
Min V2	-201	3	-202	-3	1,06
Max V3	-92	27	10	34	0,00
Max V3	-90	27	14	34	0,35
Max V3	-87	27	17	34	0,70
Max V3	-85	27	20	34	1,06
Min V3	6	-28	-94	-23	0,00
Min V3	9	-28	-91	-23	0,35
Min V3	13	-28	-89	-23	0,70
Min V3	16	-28	-86	-23	1,06

Tabella 3.2.37 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione Q

3.2.14 Sezione R

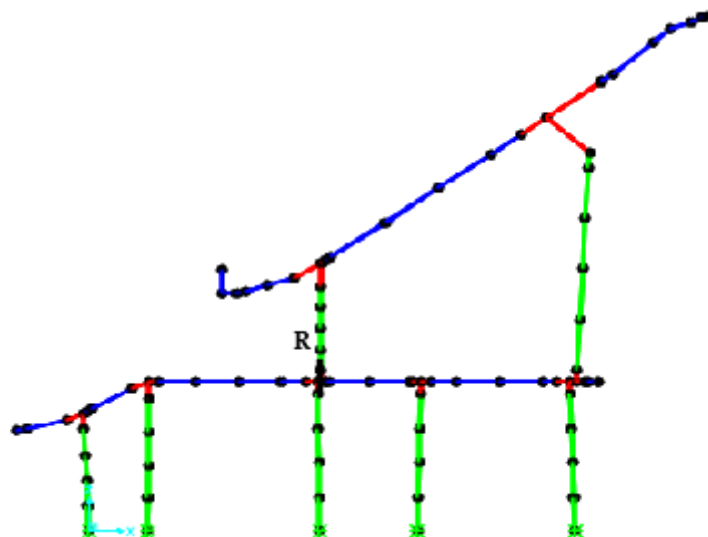


Figura 3-75 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

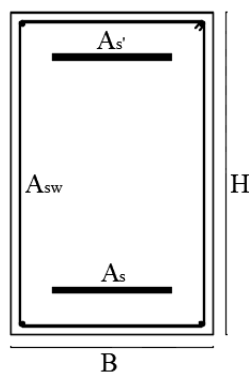


Figura 3-76 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	$A_{s'}$	A_s	A_{sw}	piego
0,35	0,70	$6\phi 20$	$2\phi 20$	$4\phi 8/20\text{cm}$	-

Tabella 3.2.38 Geometria ed armatura della sezione R

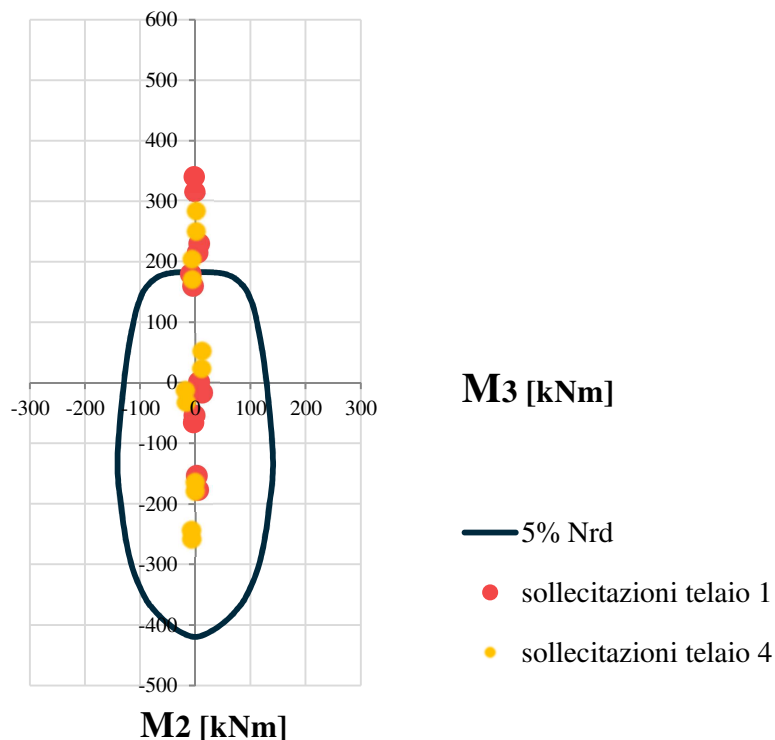


Figura 3-77 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione R dei due telai esterni

Le sollecitazioni che determinano la mancata verifica sono:

- M2= 215 kNm (TELAIO1) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- M2=170 kNm (TELAIO4) station 0,00m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- M2= 230 kNm (TELAIO1) station 0,98 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- M2=204 kNm (TELAIO4) station 0,98 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- M2= 315 kNm (TELAIO1) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- M2=249 kNm (TELAIO4) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- M2= 341 kNm (TELAIO1) station 0,98m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- M2=283 kNm (TELAIO4) station 0,98 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

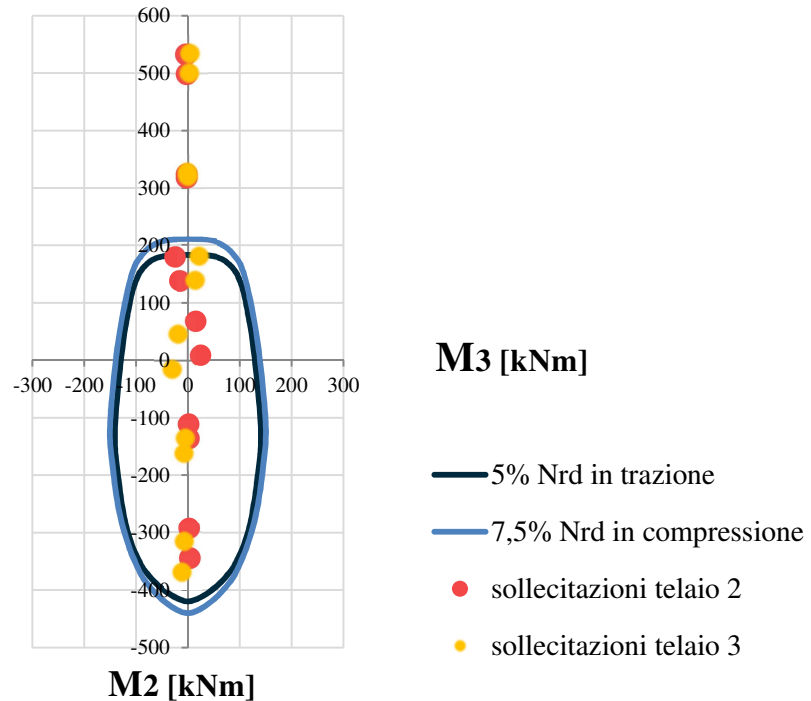


Figura 3-78 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione R dei due telai interni

Le sollecitazioni che determinano la mancata verifica sono:

- $M_2 = 318 \text{ kNm}$ (TELAIO2) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 320 \text{ kNm}$ (TELAIO3) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 324 \text{ kNm}$ (TELAIO2) station 0,98 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 327 \text{ kNm}$ (TELAIO3) station 0,98 m
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 499 \text{ kNm}$ (TELAIO2) station 0,00m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 500 \text{ kNm}$ (TELAIO3) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 532 \text{ kNm}$ (TELAIO2) station 0,98 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 533 \text{ kNm}$ (TELAIO3) station 0,98 m
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	73	-53	-2	121	-179	1	0
Max P	73	-66	-4	121	-165	1	0,098
Min P	-133	215	3	-138	170	-5	0
Min P	-133	230	7	-138	204	-6	0,098
Max M2	-56	1	6	-11	23	11	0
Max M2	-49	-16	12	-11	51	12	0,098
Min M2	-4	160	-5	-6	-32	-16	0
Min M2	-11	180	-9	-6	-13	-17	0,098
Max M3	-91	315	-1	-95	249	2	0
Max M3	-91	341	-2	-95	283	2	0,098
Min M3	31	-154	3	78	-258	-6	0
Min M3	31	-177	5	78	-244	-7	0,098
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	123	-111	2	162	-135	-4	0
Max P	123	-136	2	162	-162	-6	0,098
Min P	-229	318	-2	-227	320	0	0
Min P	-229	324	-3	-227	327	-1	0,098
Max M2	-101	68	15	-3	139	14	0
Max M2	-92	9	24	-11	180	22	0,098
Min M2	-5	139	-16	-63	45	-17	0
Min M2	-13	180	-25	-55	-15	-28	0,098
Max M3	-159	499	-3	-160	500	3	0
Max M3	-159	532	-4	-160	533	4	0,098
Min M3	54	-293	2	94	-316	-6	0
Min M3	54	-344	3	94	-368	-11	0,098

Tabella 3.2.39 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione R

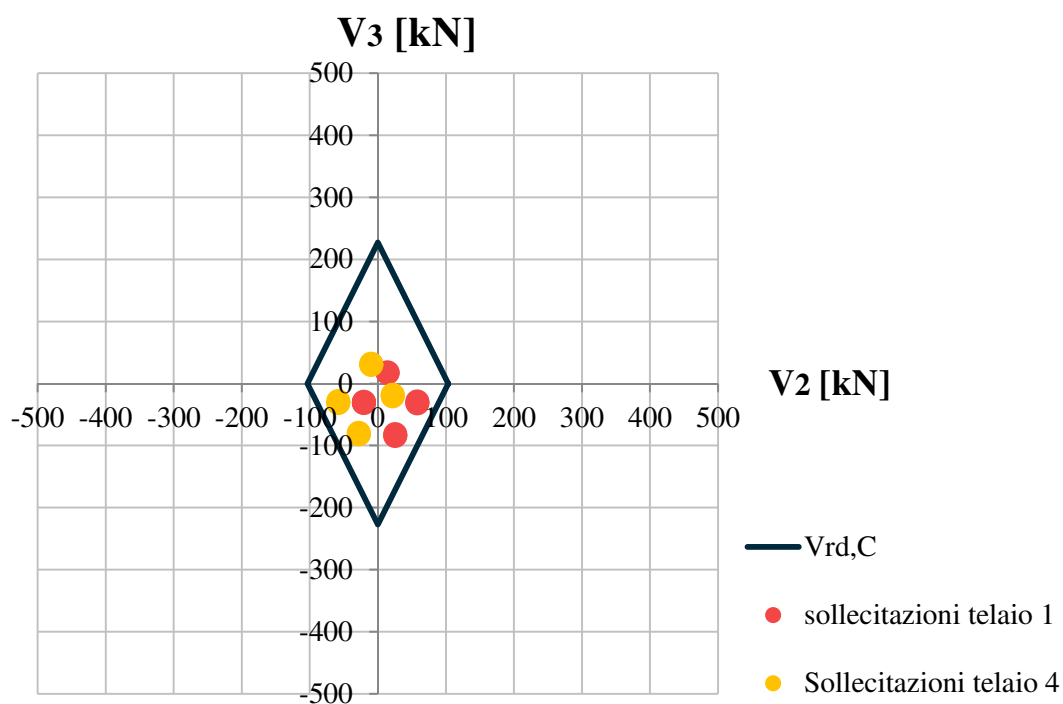


Figura 3-79 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione R a destra dell'appoggio dei due telai esterni

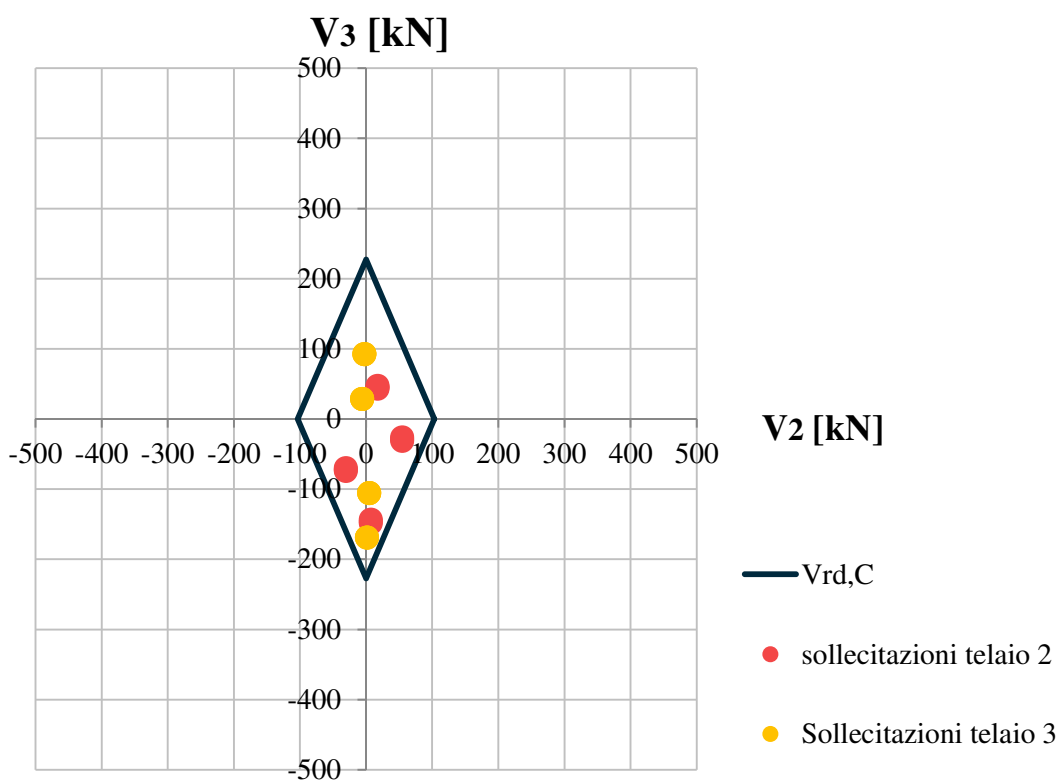


Figura 3-80 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione R a destra dell'appoggio dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]	
Max V2	97	-2	-74	2	0,000
Max V2	98	-2	-73	2	0,098
Min V2	-106	-3	-416	2	0,000
Min V2	-105	-3	-416	2	0,098
Max V3	-36	12	-208	14	0,000
Max V3	-35	12	-207	14	0,098
Min V3	27	-17	-282	-11	0,000
Max V2	97	-2	-74	2	0,000
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	211	-6	215	16	0,000
Max V2	214	-6	218	16	0,098
Min V2	-156	6	-157	-6	0,000
Min V2	-154	6	-155	-6	0,098
Max V3	-51	30	111	36	0,000
Max V3	-49	30	113	36	0,098
Min V3	106	-30	-52	-25	0,000
Min V3	109	-30	-51	-25	0,098

Tabella 3.2.40 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio a destra dell'appoggio nella sezione R

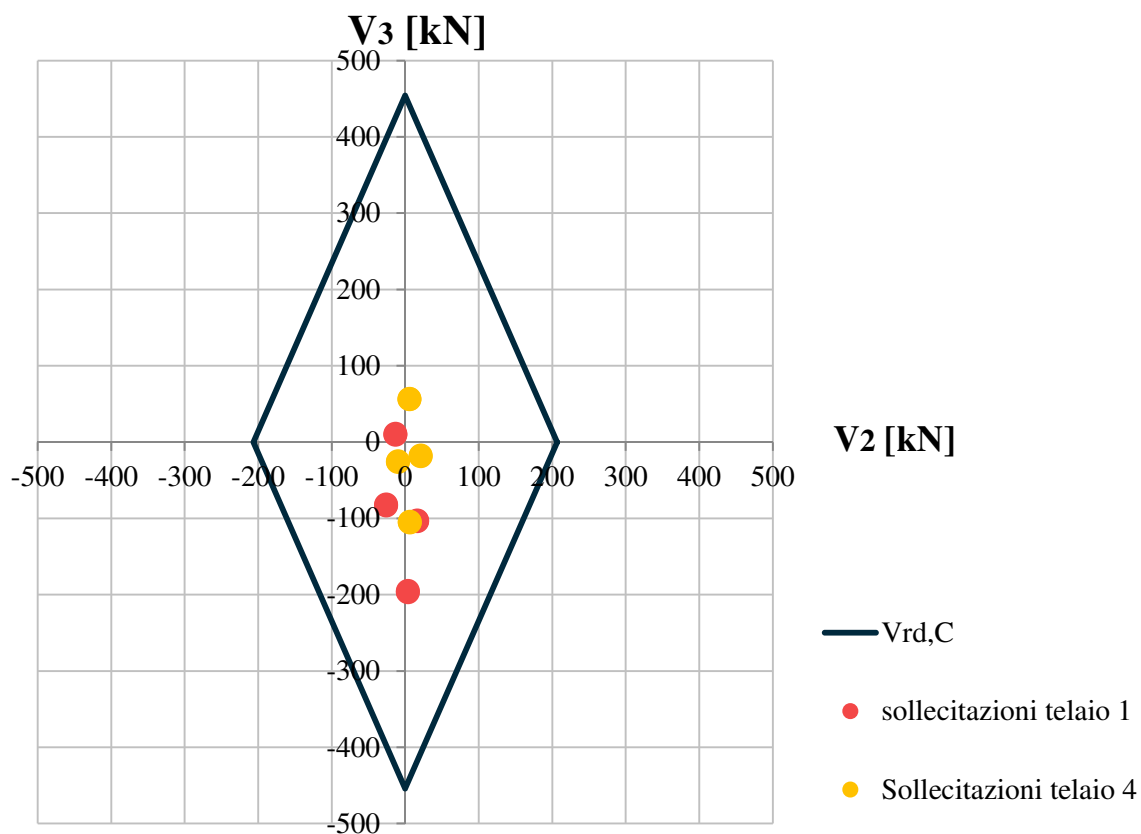


Figura 3-81 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione R a sinistra dell'appoggio dei due telai esterni

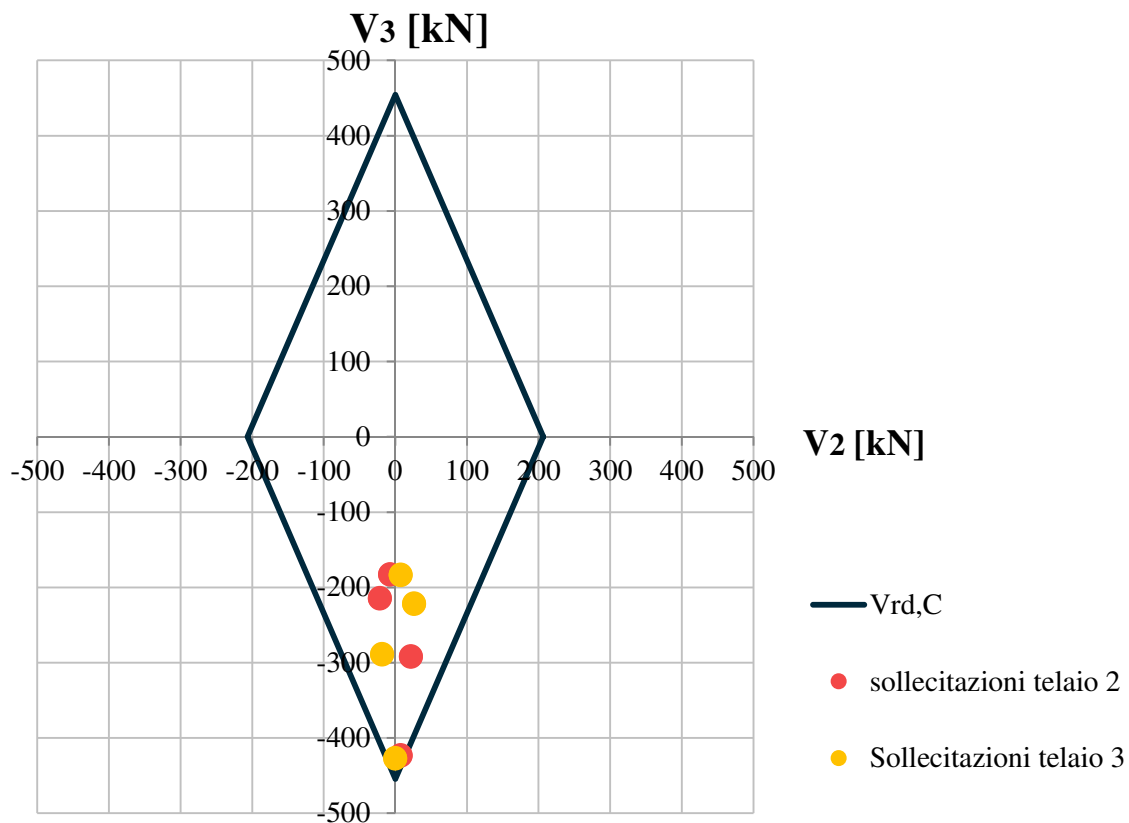


Figura 3-82 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione R a sinistra dell'appoggio dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	9	-13	56	6	0,000
Max V2	10	-13	56	6	0,098
Min V2	-197	4	-106	7	0,000
Min V2	-196	4	-105	7	0,098
Max V3	-104	17	-19	22	0,000
Max V3	-103	17	-18	22	0,098
Min V3	-84	-26	-26	-9	0,000
Min V3	-82	-26	-26	-9	0,098
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	-183	-7	-184	8	0,000
Max V2	-183	-7	-183	8	0,098
Min V2	-424	7	-428	0	0,000
Min V2	-423	7	-427	0	0,098
Max V3	-292	22	-222	26	0,000
Max V3	-292	22	-222	26	0,098
Min V3	-215	-22	-290	-19	0,000
Min V3	-214	-22	-289	-19	0,098

Tabella 3.2.41 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio a sinistra dell'appoggio nella sezione R

3.2.15 Sezione S

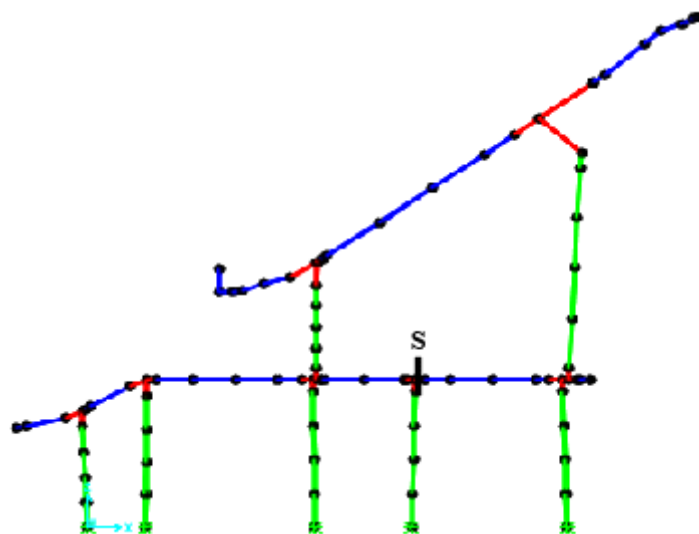


Figura 3-83 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

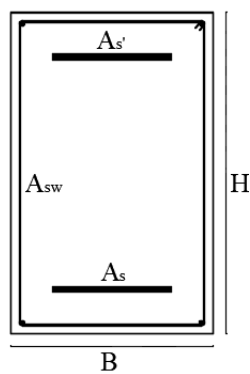


Figura 3-84 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}	piego
0,35	0,70	6 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm	1 barra

Tabella 3.2.42 Geometria ed armatura della sezione S

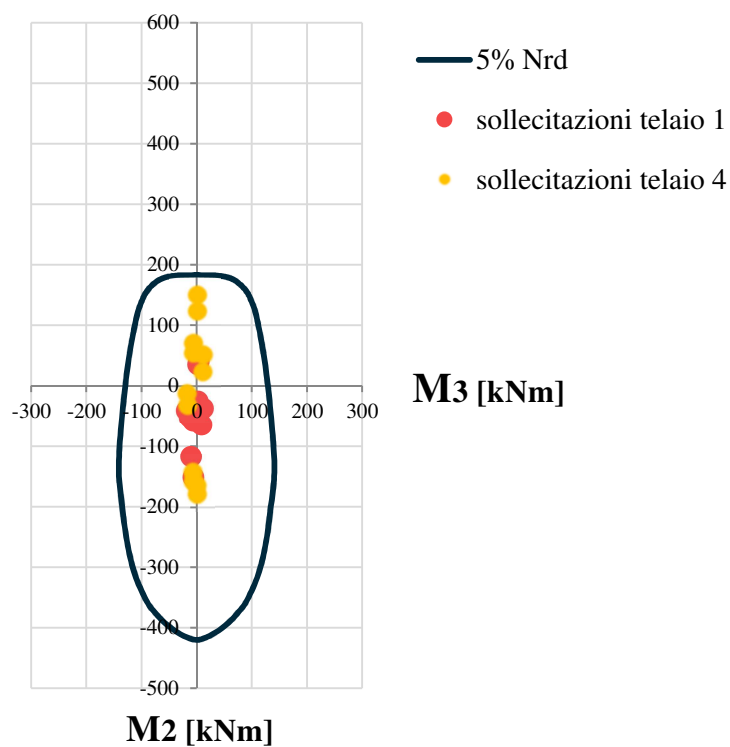


Figura 3-85 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione S dei due telai esterni

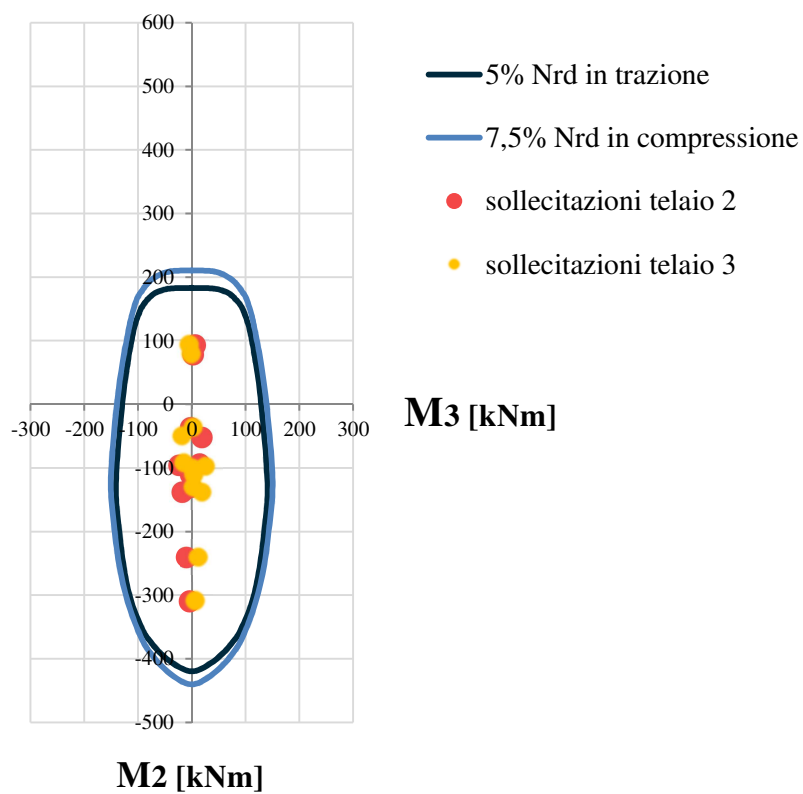


Figura 3-86 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione S dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	80	-52	-9	121	-179	1	0
Max P	80	-58	-6	121	-165	1	0,258
Max P	-108	-24	2	-138	70	-5	0
Max P	-108	-57	2	-138	54	-6	0,258
Min P	-80	-36	11	-11	23	11	0
Min P	-80	-64	8	-11	51	12	0,258
Min P	51	-40	-18	-6	-32	-16	0
Min P	51	-51	-13	-6	-13	-17	0,258
Max M2	-16	41	3	-95	149	2	0
Max M2	-2	36	2	-95	123	2	0,258
Max M2	-12	-117	-11	78	-158	-6	0
Max M2	-26	-151	-7	78	-144	-7	0,258
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	82	-78	-10	27	74	2	0,00
Max P	83	-86	-13	27	68	2	0,24
Max P	84	-95	-16	27	61	2	0,47
Max P	-228	-349	-12	-91	-219	-1	0,00
Min P	-227	-315	-15	-91	-240	-1	0,24
Min P	-226	-282	-19	-91	-261	-2	0,47
Min P	-109	-182	25	-229	-49	15	0,00
Min P	-109	-169	32	-229	-51	16	0,24
Max M2	-109	-151	39	-229	-52	18	0,47
Max M2	-37	-245	-47	-289	-259	-15	0,00
Max M2	-35	-232	-60	-289	-275	-16	0,24
Max M2	-34	-225	-74	-300	-320	-17	0,47

Tabella 3.2.43 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione S

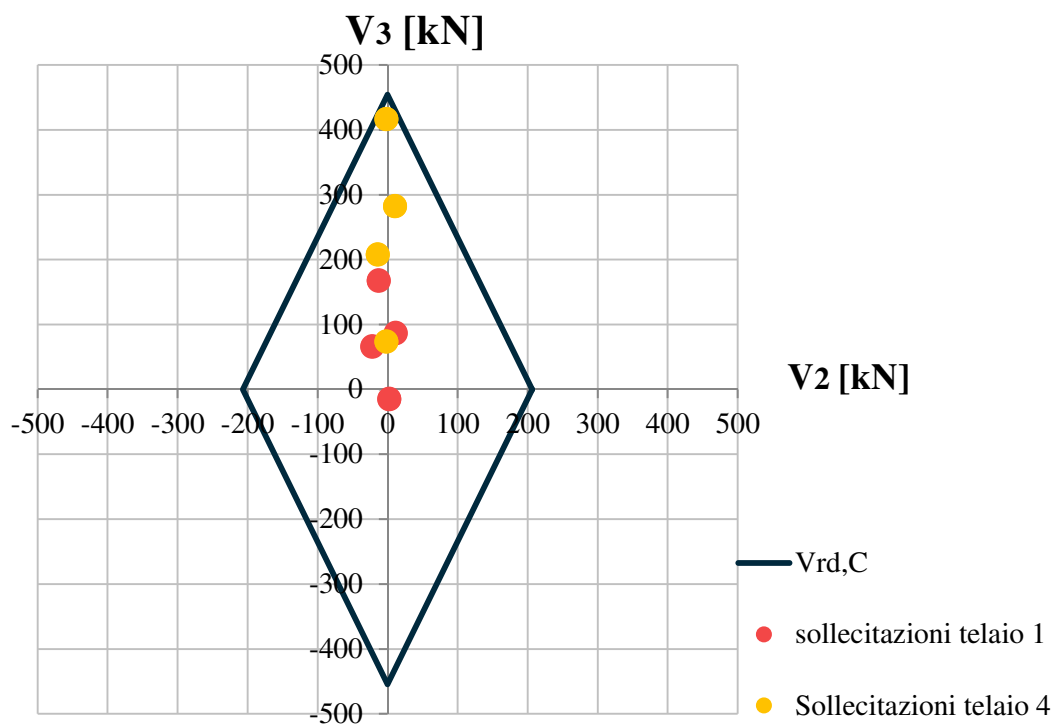


Figura 3-87 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione S a destra dell'appoggio dei due telai esterni

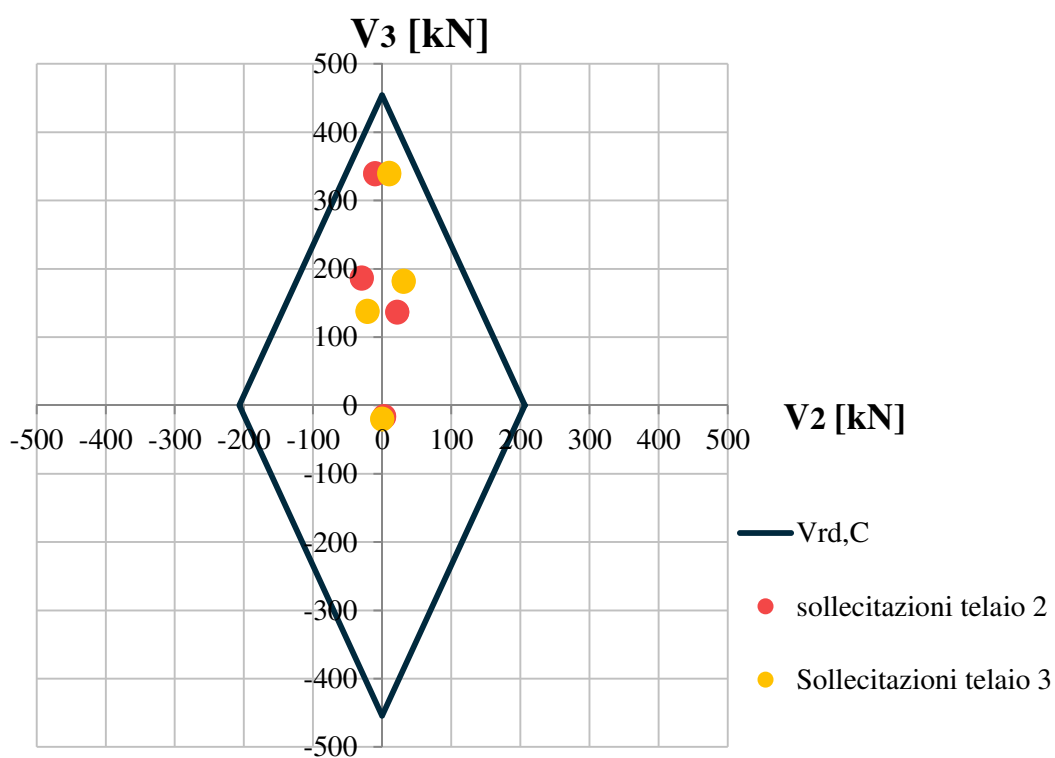


Figura 3-88 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione S a destra dell'appoggio dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	167	-13	74	-2	0,000
Max V2	168	-13	73	-2	0,258
Min V2	-15	2	416	-2	0,000
Min V2	-15	2	416	-2	0,258
Max V3	86	11	208	-14	0,000
Max V3	87	11	207	-14	0,258
Min V3	65	-22	282	11	0,000
Min V3	66	-22	282	11	0,258
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	338	-10	338	10	0,000
Max V2	340	-10	340	10	0,258
Min V2	-17	3	-21	0	0,000
Min V2	-16	3	-19	0	0,258
Max V3	136	22	181	31	0,000
Max V3	137	22	183	31	0,258
Min V3	185	-29	137	-21	0,000
Min V3	187	-29	139	-21	0,258

Tabella 3.2.44 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio a destra dell'appoggio nella sezione S

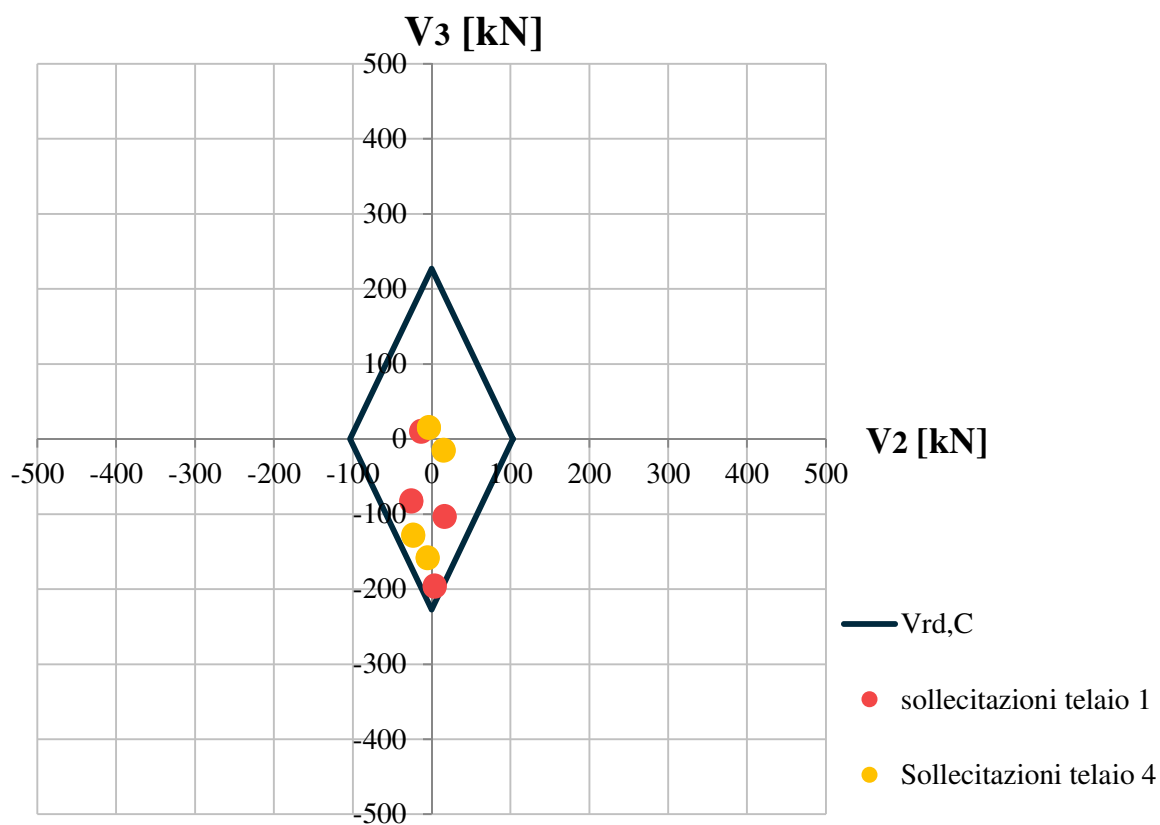


Figura 3-89 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione S a sinistra dell'appoggio dei due telai esterni

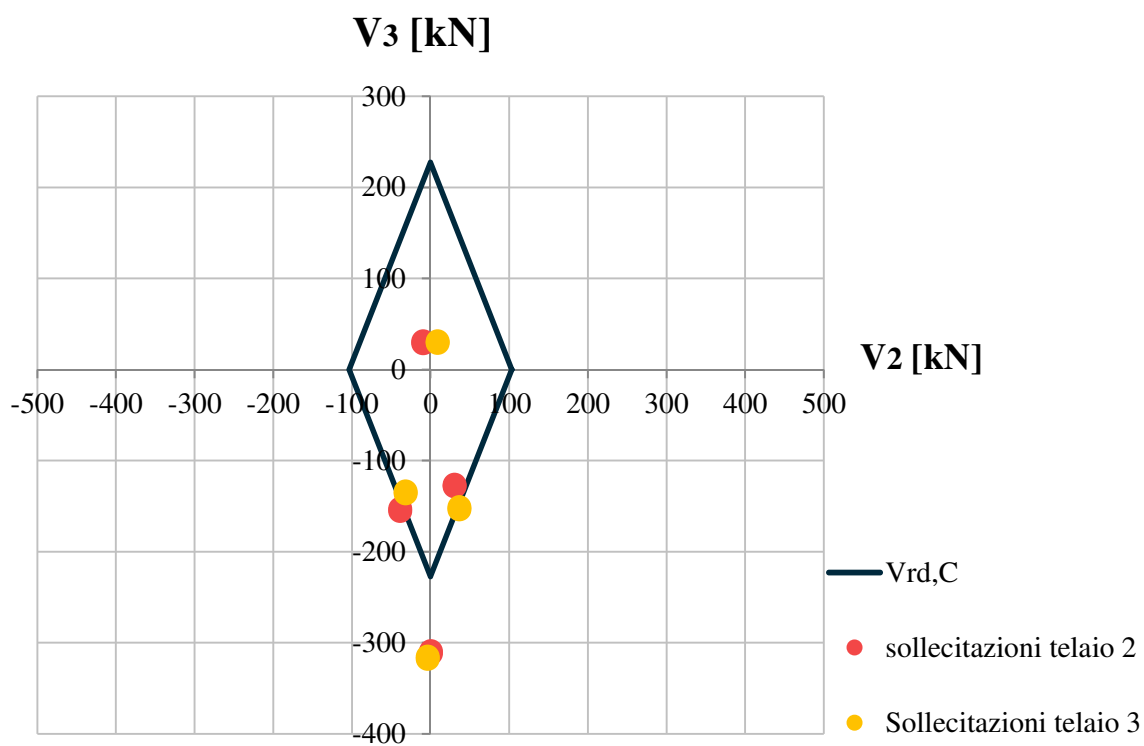


Figura 3-90 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione S a sinistra dell'appoggio dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	9	-13	14	-3	0,000
Max V2	10	-13	16	-3	0,098
Max V2	-197	4	-159	-5	0,000
Max V2	-196	4	-158	-5	0,098
Min V2	-104	17	-16	15	0,000
Min V2	-103	17	-15	15	0,098
Min V2	-84	-26	-129	-23	0,000
Min V2	-82	-26	-128	-23	0,098
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	29	-9	29	9	0,000
Max V2	30	-9	31	9	0,317
Max V2	-312	1	-318	-4	0,000
Max V2	-309	1	-315	-4	0,317
Min V2	-129	31	-154	37	0,000
Min V2	-127	31	-152	37	0,317
Min V2	-156	-39	-136	-32	0,000
Min V2	-153	-39	-134	-32	0,317

Tabella 3.2.45 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio a sinistra dell'appoggio nella sezione S

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- V3= -312 kN (TELAIO2) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- V3= -318 kN (TELAIO3) station 0,00 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- V3= -309 kN (TELAIO2) station 0,317 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- V3= -315 kN (TELAIO3) station 0,317 m
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

3.2.16 Sezione T

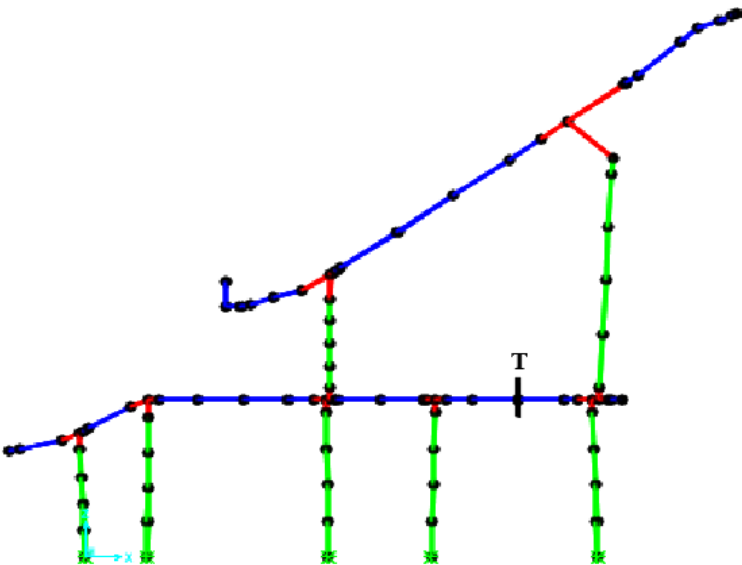


Figura 3-91 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

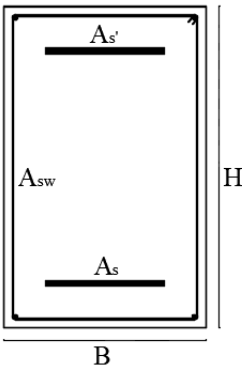


Figura 3-92 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}	piego
0,35	0,70	-	5 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm	-

Tabella 3.2.46 Geometria ed armatura della sezione T

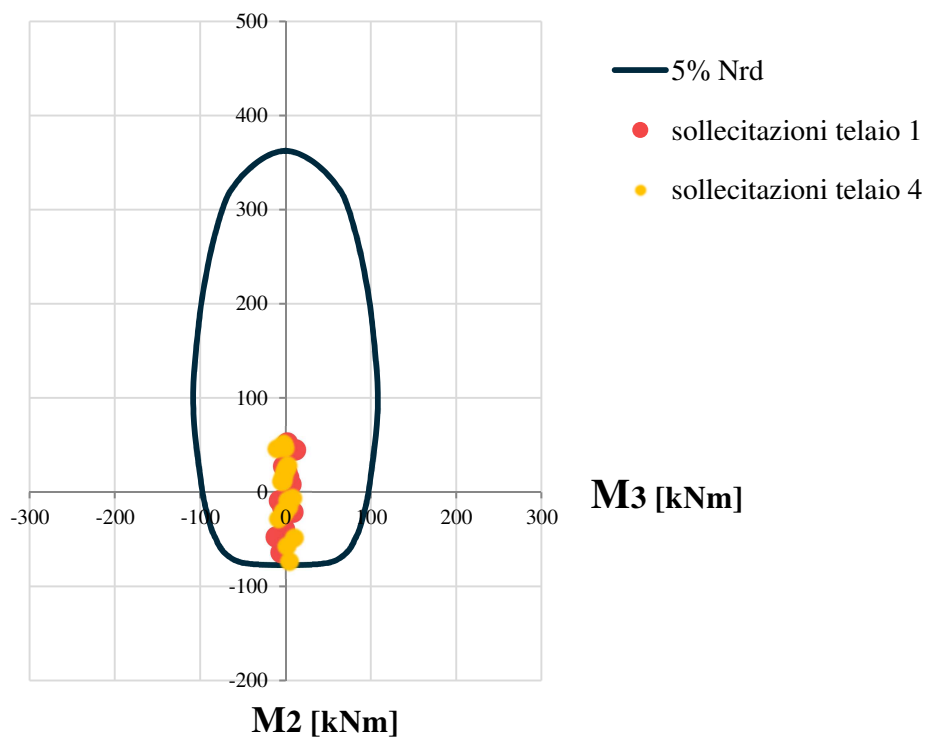


Figura 3-93 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione T dei due telai esterni

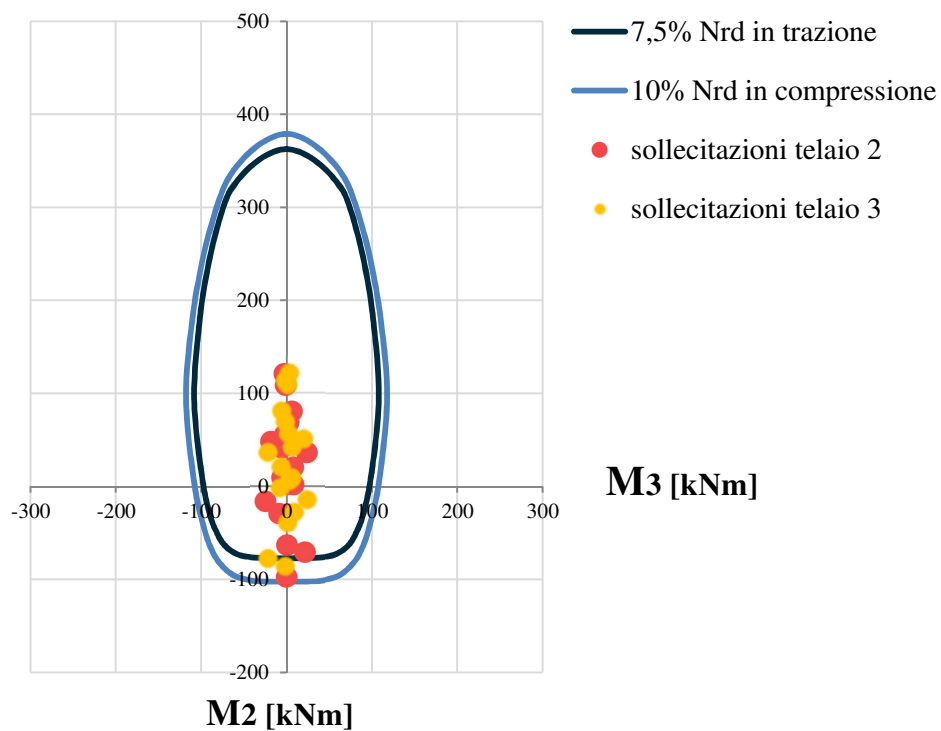


Figura 3-94 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione T dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	40	-1	39	0	0,00	40	-1
Max P	42	-1	40	0	0,43	42	-1
Max P	43	-1	42	0	0,86	43	-1
Max P	45	-1	43	0	1,29	45	-1
Min P	-126	-4	-134	3	0,00	-126	-4
Min P	-124	-4	-132	3	0,43	-124	-4
Min P	-122	-4	-130	3	0,86	-122	-4
Min P	-120	-4	-128	3	1,29	-120	-4
Max M2	-12	12	-76	16	0,00	-12	12
Max M2	-10	12	-74	16	0,43	-10	12
Max M2	-9	12	-72	16	0,86	-9	12
Max M2	-7	12	-70	16	1,29	-7	12
Min M2	-75	-17	-19	-13	0,00	-75	-17
Min M2	-73	-17	-18	-13	0,43	-73	-17
Min M2	-71	-17	-16	-13	0,86	-71	-17
Min M2	-69	-17	-15	-13	1,29	-69	-17
Max M3	40	-1	39	0	0,00	40	-1
Max M3	42	-1	40	0	0,43	42	-1
Max M3	43	-1	42	0	0,86	43	-1
Max M3	45	-1	43	0	1,29	45	-1
Min M3	-126	-4	-134	3	0,00	-126	-4
Min M3	-124	-4	-132	3	0,43	-124	-4
Min M3	-122	-4	-130	3	0,86	-122	-4
Min M3	-120	-4	-128	3	1,29	-120	-4
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	85	-97	-1	99	-86	-2	0,00
Max P	85	-63	0	99	-40	1	0,43
Max P	85	-30	0	99	6	3	0,86
Max P	85	2	1	-174	41	6	1,29
Min P	-174	41	-6	-174	56	2	0,00
Min P	-174	55	-2	-174	69	-2	0,43
Min P	-174	68	2	-174	80	-6	0,86
Min P	-174	80	6	-6	-15	24	1,29
Max M2	-84	-71	20	-43	-28	9	0,00
Max M2	-47	2	7	-68	9	6	0,43
Max M2	-6	20	7	-68	50	19	0,86
Max M2	-6	36	23	-68	-78	-21	1,29
Min M2	-6	-16	-25	-32	-2	-8	0,00
Min M2	-42	-29	-9	-6	20	-7	0,43
Min M2	-84	9	-6	-6	36	-22	0,86
Min M2	-84	48	-19	-107	121	3	1,29
Max M3	-107	121	-3	-106	108	2	0,00
Max M3	-106	108	-2	-76	113	-1	0,43
Max M3	-76	112	1	-30	170	1	0,86
Max M3	-45	168	1	32	-213	-1	1,29
Min M3	17	-207	-2	31	-139	-1	0,00
Min M3	16	-135	0	-12	-85	0	0,43
Min M3	-23	-84	1	-44	-84	-4	0,86
Min M3	-45	-84	4	-98	-233	-5	1,29

Tabella 3.2.47 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione T

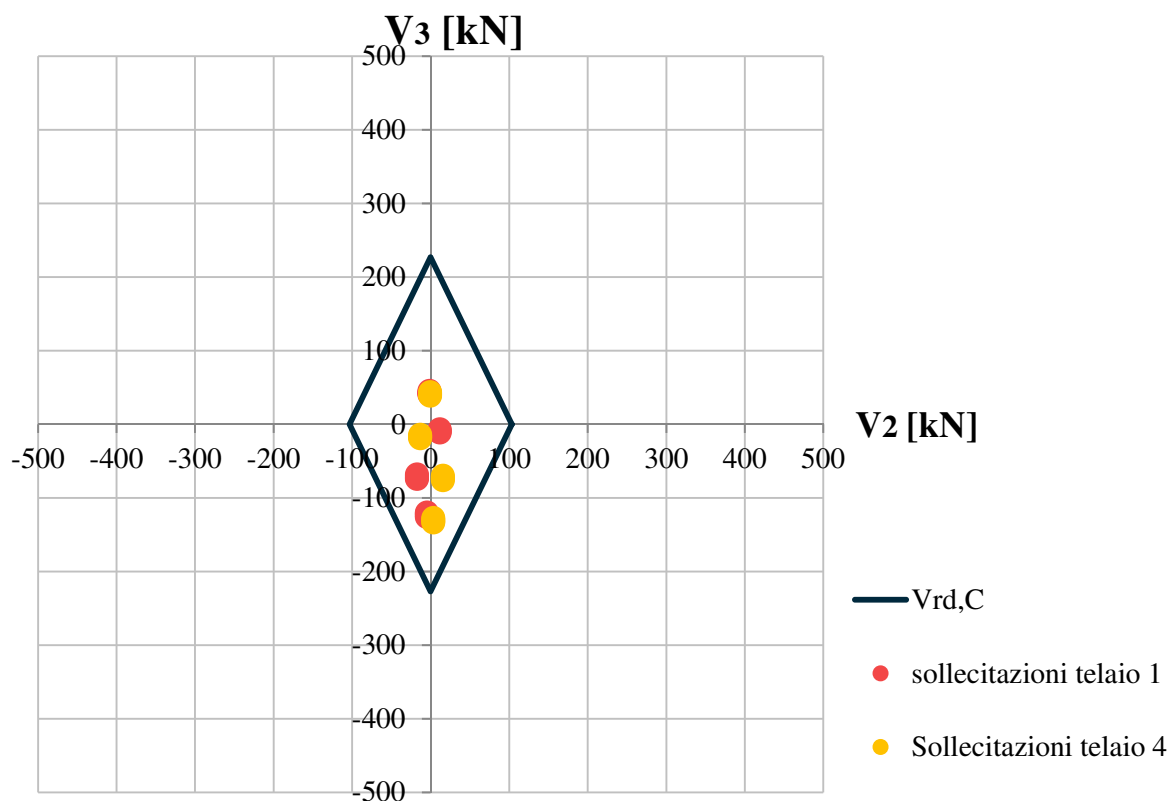


Figura 3-95 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione T dei due telai esterni

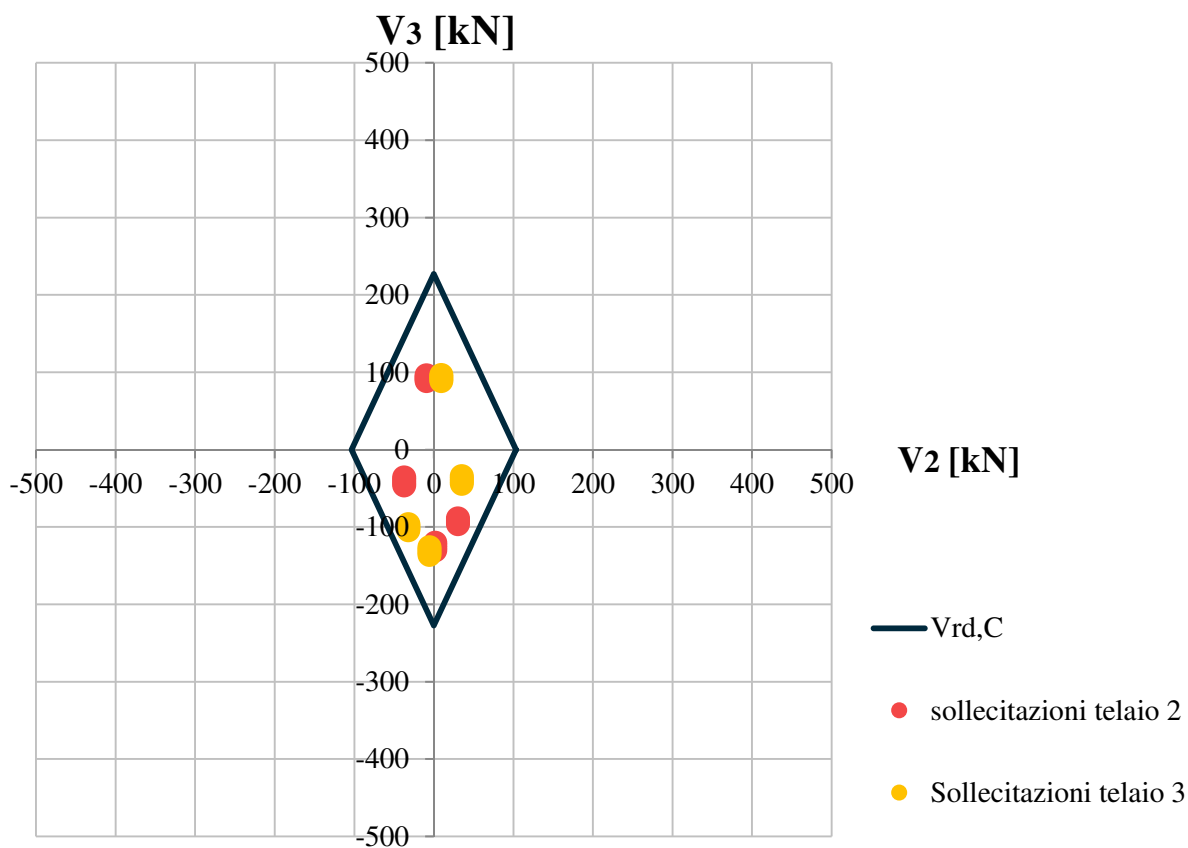


Figura 3-96 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione T dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	89	-9	89	9	0,00
Max V2	91	-9	91	9	0,43
Max V2	94	-9	94	9	0,86
Max V2	96	-9	96	9	1,29
Min V2	-230	2	-236	-5	0,00
Min V2	-227	2	-233	-5	0,43
Min V2	-223	2	-230	-5	0,86
Min V2	-220	2	-226	-5	1,29
Max V3	-96	30	-44	35	0,00
Max V3	-94	30	-41	35	0,43
Max V3	-91	30	-38	35	0,86
Max V3	-89	30	-34	35	1,29
Min V3	-46	-37	-104	-32	0,00
Min V3	-43	-37	-102	-32	0,43
Min V3	-39	-37	-99	-32	0,86
Min V3	-36	-37	-96	-32	1,29
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd[kN]	V2sd[kN]	V3sd[kN]	V2sd[kN]	
Max V2	89	-9	89	9	0,00
Max V2	91	-9	91	9	0,43
Max V2	94	-9	94	9	0,86
Max V2	96	-9	96	9	1,29
Min V2	-130	2	-136	-5	0,00
Min V2	-127	2	-133	-5	0,43
Min V2	-123	2	-130	-5	0,86
Min V2	-120	2	-126	-5	1,29
Max V3	-96	30	-44	35	0,00
Max V3	-94	30	-41	35	0,43
Max V3	-91	30	-38	35	0,86
Max V3	-89	30	-34	35	1,29
Min V3	-46	-37	-104	-32	0,00
Min V3	-43	-37	-102	-32	0,43
Min V3	-39	-37	-99	-32	0,86
Min V3	-36	-37	-96	-32	1,29

Tabella 3.2.48 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione T

3.2.17 Sezione U

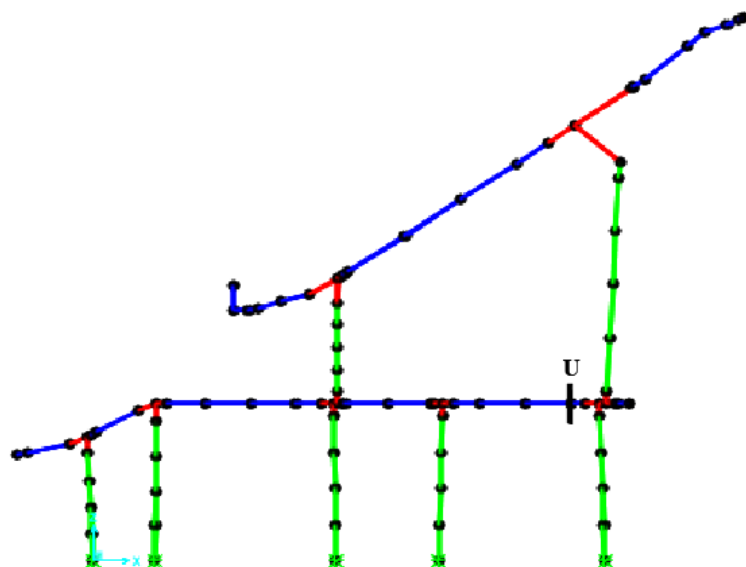


Figura 3-97 Indicazione della sezione analizzata sul telaio

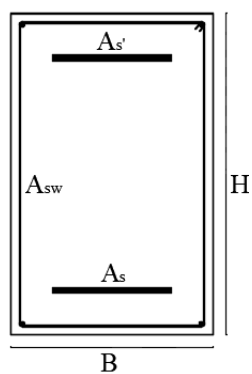


Figura 3-98 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}	piego
0,35	0,995	6 ϕ 20	-	2 ϕ 8/20cm	1 barra

Tabella 3.2.49 Geometria ed armatura della sezione U

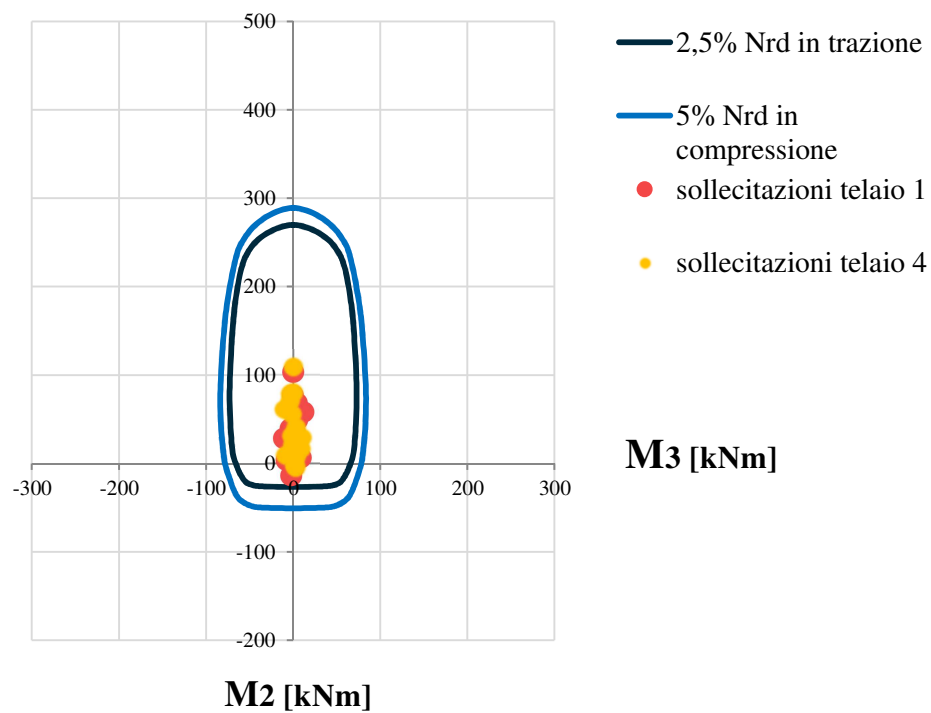


Figura 3-99 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione U dei due telai esterni

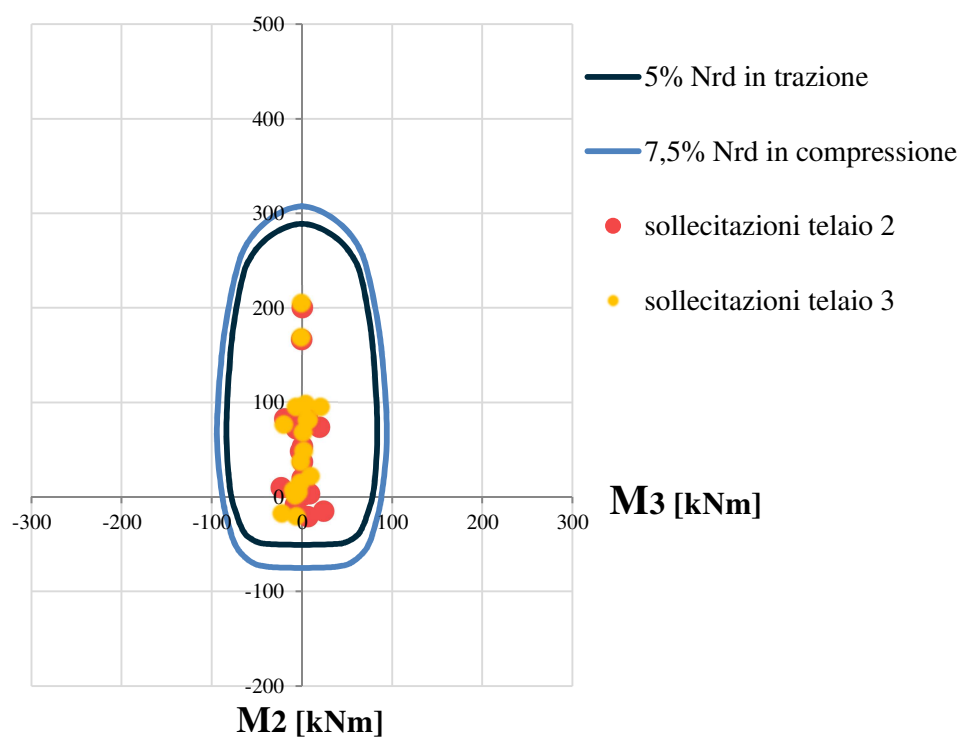


Figura 3-100 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione U dei due telai interni

	TELAIO 1			TELAIO 4			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	73	5	-8	105	13	8	0,00
Max P	73	3	-4	105	8	4	0,35
Max P	73	1	0	105	2	-1	0,70
Max P	73	-2	5	105	-4	-5	1,06
Min P	-125	-279	1	-124	-275	0	0,00
Min P	-125	-213	0	-124	-210	0	0,35
Min P	-125	-147	-1	-124	-145	0	0,70
Min P	-125	-82	-2	-124	-81	1	1,06
Max M2	-52	-173	10	31	-54	16	0,00
Max M2	-53	-138	4	1	-39	7	0,35
Max M2	-32	-50	3	-19	-94	3	0,70
Max M2	-13	0	12	-38	-83	8	1,06
Min M2	-1	-63	-16	-51	-171	-9	0,00
Min M2	1	-39	-7	-30	-133	-4	0,35
Min M2	-20	-96	-3	0	-49	-3	0,70
Min M2	-39	-84	-8	19	-2	-12	1,06
Max M3	56	58	-1	88	66	1	0,00
Max M3	55	59	-1	87	64	0	0,35
Max M3	42	63	0	64	64	-1	0,70
Max M3	32	70	0	32	70	0	1,06
Min M3	-108	-332	-5	-107	-328	6	0,00
Min M3	-107	-269	-3	-106	-266	3	0,35
Min M3	-99	-208	-1	-98	-206	1	0,70
Min M3	-85	-151	0	-52	-152	-2	1,06
	TELAIO 2			TELAIO 3			station[m]
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	
Max P	55	6	-4	65	7	3	0,00
Max P	55	21	-1	65	31	1	0,43
Max P	55	35	1	65	55	-1	0,86
Max P	55	49	4	65	78	-3	1,29
Min P	-86	30	1	-87	31	-2	0,00
Min P	-86	19	0	-87	21	-1	0,43
Min P	-86	7	0	-87	10	1	0,86
Min P	-86	-5	-1	-87	-2	2	1,29
Max M2	-23	7	8	-9	29	10	0,00
Max M2	-23	6	3	-9	40	3	0,43
Max M2	15	68	4	-38	-5	3	0,86
Max M2	-10	58	11	-13	16	9	1,29
Min M2	-10	28	-11	-13	9	-8	0,00
Min M2	-10	39	-4	-13	12	-3	0,43
Min M2	-49	-14	-3	16	70	-3	0,86
Min M2	-23	4	-8	-9	61	-10	1,29
Max M3	-10	77	-1	1	79	0	0,00
Max M3	0	103	0	11	108	0	0,43
Max M3	9	135	1	20	144	-1	0,86
Max M3	13	169	2	24	181	-2	1,29
Min M3	-22	-43	-3	-22	-42	2	0,00
Min M3	-38	-57	-1	-37	-56	0	0,43
Min M3	-47	-82	0	-46	-80	0	0,86
Min M3	-50	-109	1	-50	-106	0	1,29

Tabella 3.2.50 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione U

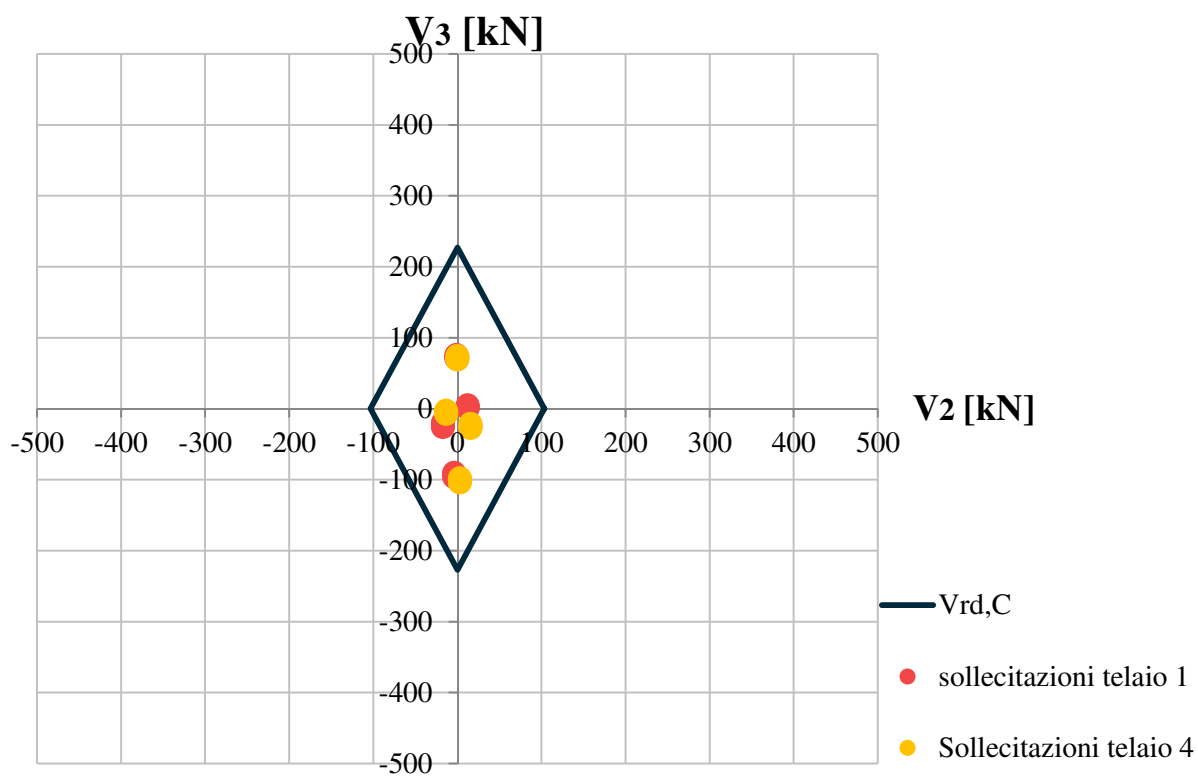


Figura 3-101 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione U dei due telai esterni

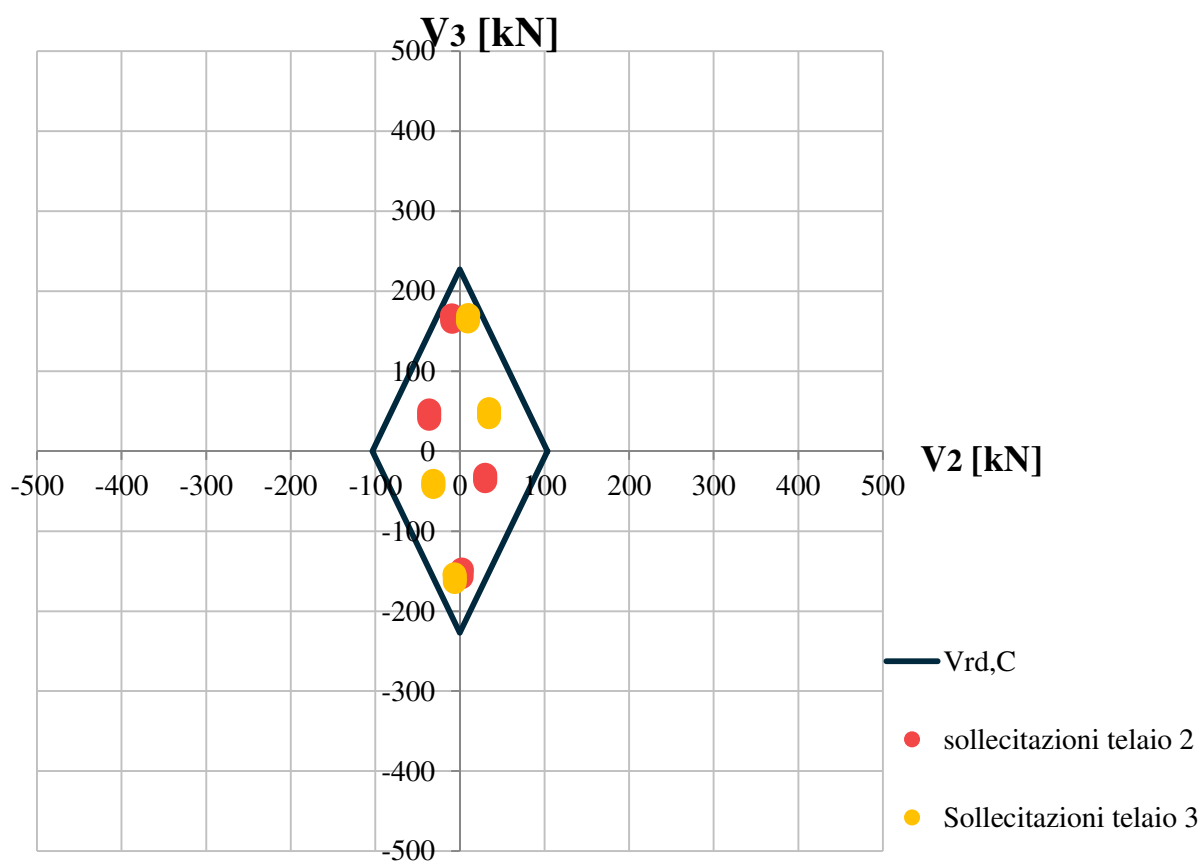


Figura 3-102 Dominio di resistenza per la verifica a taglio nella sezione U dei due telai interni

	TELAIO 1		TELAIO 4		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]	
Max V2	71	-1	69	0	0,00
Max V2	72	-1	71	0	0,43
Max V2	74	-1	72	0	0,86
Max V2	75	-1	74	0	1,29
Min V2	-97	-4	-104	3	0,00
Min V2	-95	-4	-102	3	0,43
Min V2	-93	-4	-100	3	0,86
Min V2	-91	-4	-98	3	1,29
Max V3	0	12	-28	16	0,00
Max V3	1	12	-26	16	0,43
Max V3	3	12	-24	16	0,86
Max V3	5	12	-22	16	1,29
Min V3	-26	-17	-8	-13	0,00
Min V3	-24	-17	-6	-13	0,43
Min V3	-22	-17	-5	-13	0,86
Min V3	-20	-17	-3	-13	1,29
	TELAIO 2		TELAIO 3		station[m]
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]	
Max V2	162	-9	162	10	0,00
Max V2	164	-9	165	10	0,43
Max V2	167	-9	167	10	0,86
Max V2	170	-9	170	10	1,29
Min V2	-157	2	-163	-6	0,00
Min V2	-154	2	-160	-6	0,43
Min V2	-151	2	-157	-6	0,86
Min V2	-148	2	-154	-7	1,29
Max V3	-37	30	42	34	0,00
Max V3	-35	30	46	34	0,43
Max V3	-32	30	49	34	0,86
Max V3	-30	30	52	34	1,29
Min V3	41	-36	-45	-31	0,00
Min V3	44	-36	-42	-31	0,43
Min V3	47	-36	-40	-31	0,86
Min V3	51	-36	-37	-31	1,29

Tabella 3.2.51 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio nella sezione U

3.2.18 Primo pilastro

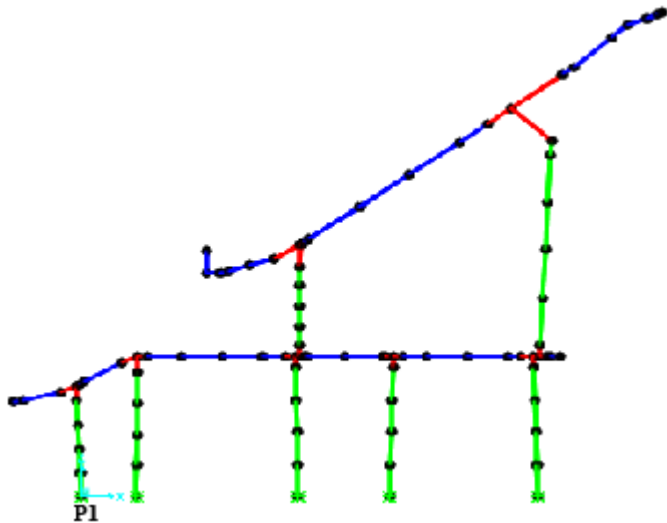


Figura 3-103 Indicazione del pilastro analizzato

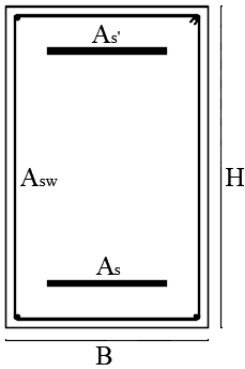


Figura 3-104 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A _s '	A _s	A _{sw}
0,35	0,65	2ϕ20	2ϕ20	2ϕ8/20cm

Tabella 3.2.52 Geometria ed armatura nella sezione in testa al pilastro

B [m]	H[m]	A _s '	A _s	A _{sw}
0,35	0,35	2ϕ20	2ϕ20	2ϕ8/20cm

Tabella 3.2.53 Geometria ed armatura nella sezione alla base del pilastro

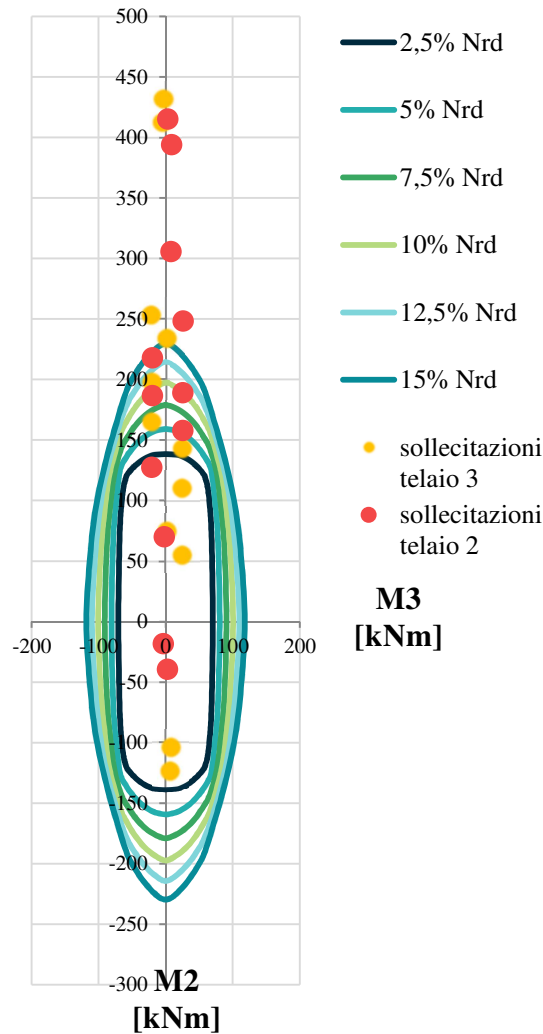


Figura 3-105 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione in testa al primo pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = 394 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 412 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 306 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 234 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 415 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 431 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

- $M_2 = 248 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 253 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

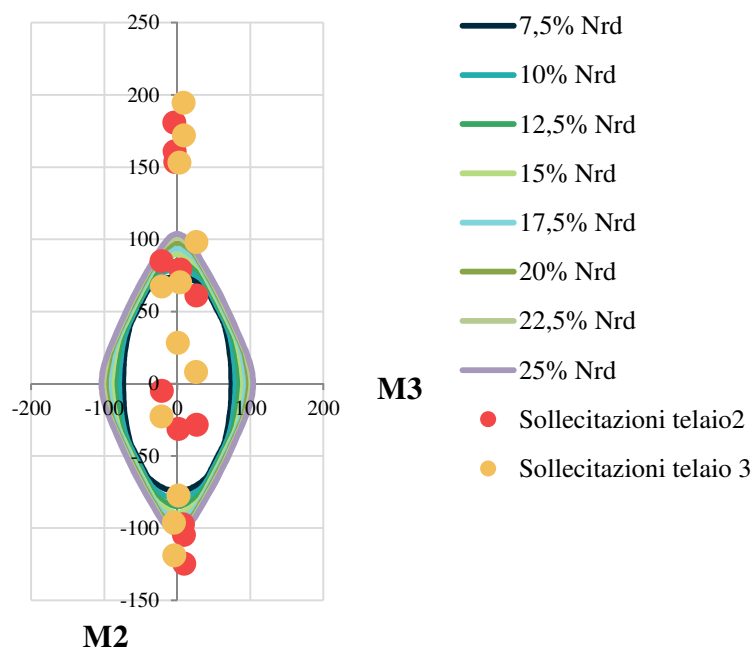


Figura 3-106 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione alla base del primo pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = 105 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 172 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 154 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 153 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -125 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = -119 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2 = 181 \text{ kNm}$ (TELAIO2)

relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

- $M2=195 \text{ kNm}$ (TELAIO3)

relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$

TESTA	TELAIO 2			TELAIO 3		
	$N_{sd} \text{ [kN]}$	$M_{2sd} \text{ [kNm]}$	$M_{3sd} \text{ [kNm]}$	$N_{sd} \text{ [kN]}$	$M_{2sd} \text{ [kNm]}$	$M_{3sd} \text{ [kNm]}$
Max F1	-166	-18	-4	-193	-105	9
Min F1	-338	394	9	-329	412	-5
Max F2	-222	187	-20	-272	197	-20
Min F2	-281	189	25	-250	110	25
Max F3	-112	70	-3	-112	74	3
Min F3	-392	306	7	-410	234	2
Max M1	-268	218	-20	-226	165	-20
Min M1	-235	158	25	-296	143	25
Max M2	-299	415	3	-299	431	-3
Min M2	-205	-39	2	-223	-124	7
Max M3	-270	248	26	-262	55	25
Min M3	-234	127	-21	-259	253	-21
BASE	TELAIO 2			TELAIO 3		
	$N_{sd} \text{ [kN]}$	$M_{2sd} \text{ [kNm]}$	$M_{3sd} \text{ [kNm]}$	$N_{sd} \text{ [kN]}$	$M_{2sd} \text{ [kNm]}$	$M_{3sd} \text{ [kNm]}$
Max F1	-354	-105	9	-346	-96	-5
Min F1	-179	161	-4	-206	172	9
Max F2	-298	61	26	-263	8	25
Min F2	-235	-5	-21	-289	67	-21
Max F3	-409	-97	8	-427	-77	2
Min F3	-125	154	-3	-125	153	3
Max M1	-247	-31	1	-356	70	4
Min M1	-275	79	4	-196	28	1
Max M2	-315	-125	9	-306	-119	-4
Min M2	-219	181	-4	-246	195	8
Max M3	-236	85	-22	-288	-23	-22
Min M3	-297	-29	27	-264	98	26

Tabella 3.2.54 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata del primo pilastro

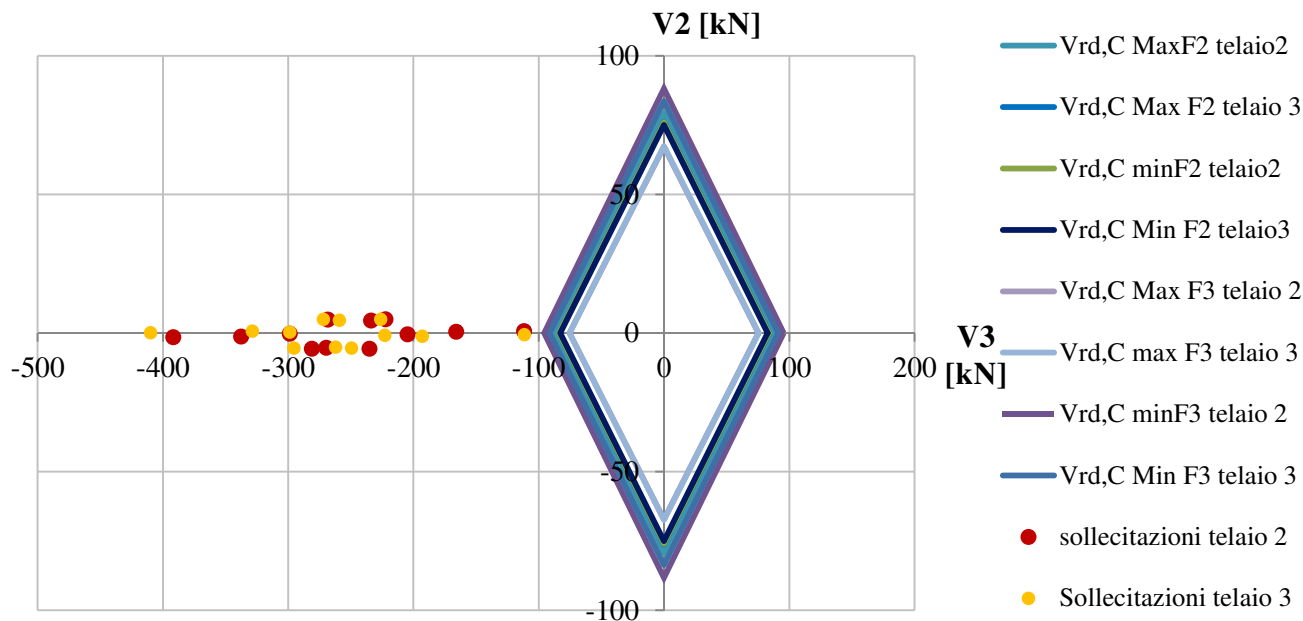


Figura 3-107 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione in testa al primo pilastro

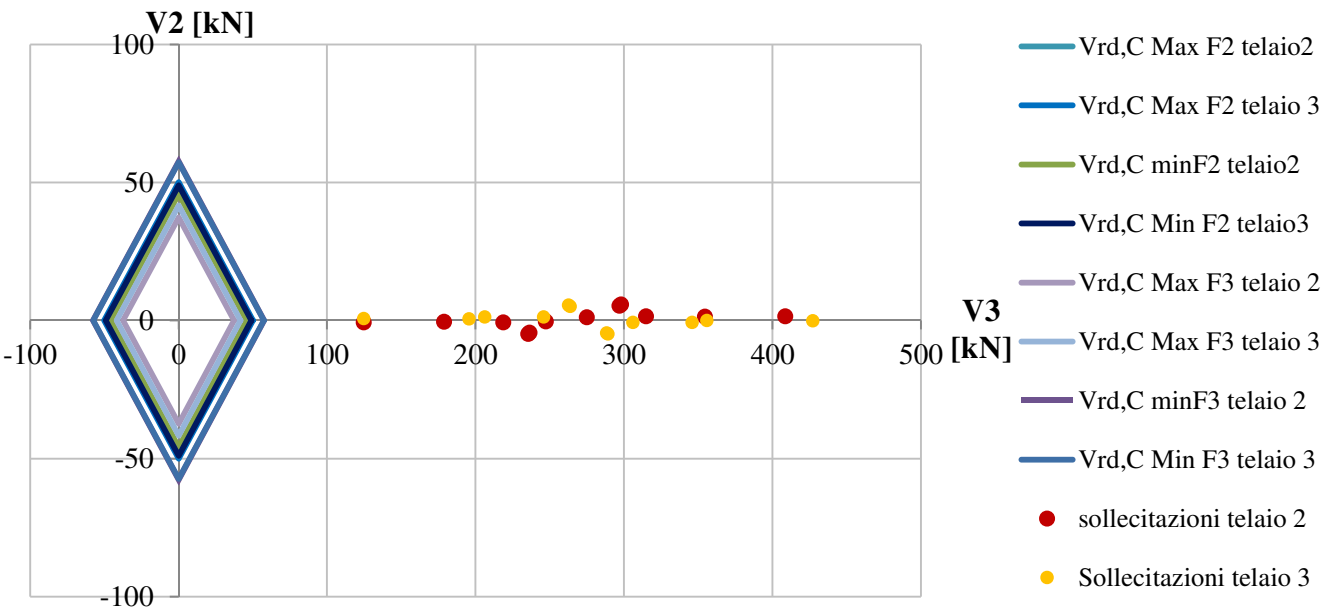


Figura 3-108 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione alla base del primo pilastro

TESTA	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]
Max F1	-166	0	-193	-1
Min F1	-338	-1	-329	1
Max F2	-222	5	-272	5
Min F2	-281	-6	-250	-6
Max F3	-112	1	-112	-1
Min F3	-392	-2	-410	0
Max M1	-268	5	-226	5
Min M1	-235	-6	-296	-6
Max M2	-299	0	-299	0
Min M2	-205	-1	-223	-1
Max M3	-270	-5	-262	-5
Min M3	-234	4	-259	5
BASE	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]
Max F1	354	1	346	-1
Min F1	179	0	206	1
Max F2	298	6	263	6
Min F2	235	-5	289	-5
Max F3	409	2	427	0
Min F3	125	-1	125	1
Max M1	247	0	356	0
Min M1	275	1	196	1
Max M2	315	2	306	-1
Min M2	219	-1	246	1
Max M3	236	-4	288	-4
Min M3	297	5	264	5

Tabella 3.2.55 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio alla testa e alla base del primo pilastro

3.2.19 Secondo pilastro

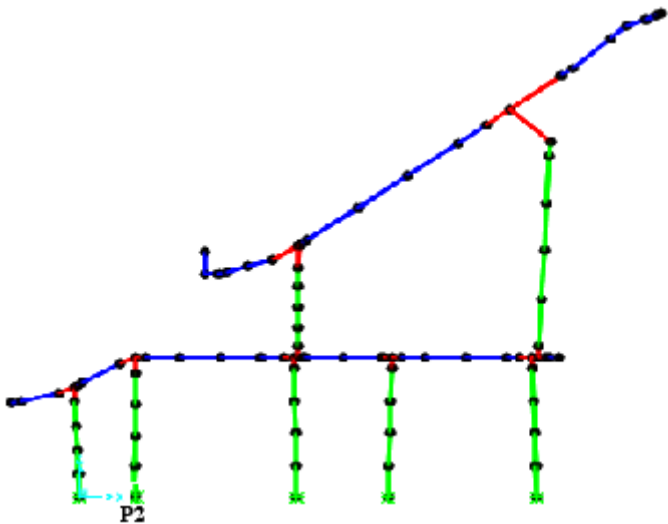


Figura 3-109 Indicazione del pilastro analizzato

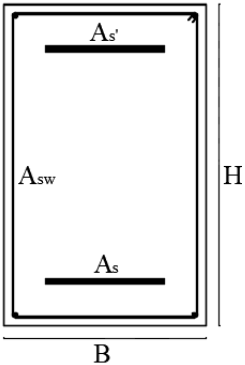


Figura 3-110 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,60	2 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.56 Geometria ed armatura nella sezione in testa al pilastro

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,35	2 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.57 Geometria ed armatura nella sezione alla base del pilastro

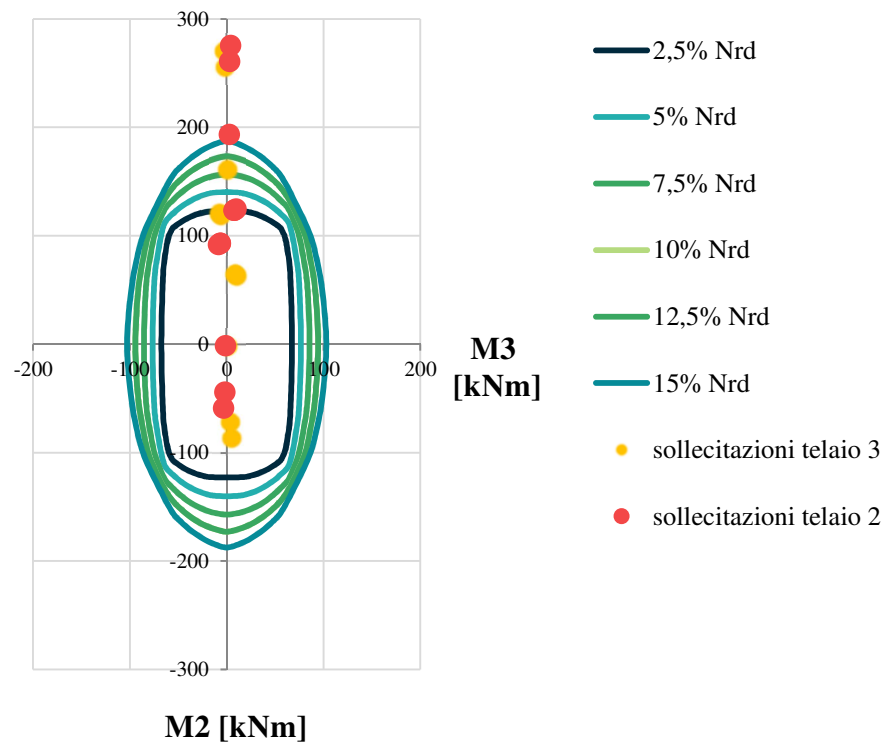


Figura 3-111 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione in testa al secondo pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = 261 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 256 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 194 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°20: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{VENTO} + 1,05 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TERMICA}$
- $M_2 = 276 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 270 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

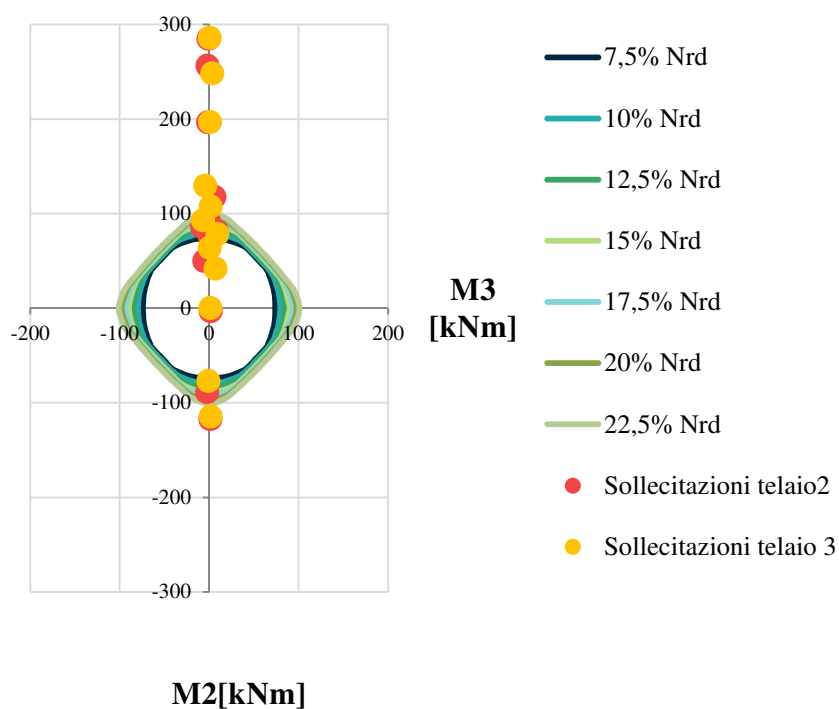


Figura 3-112 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione alla base del secondo pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = 256 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 248 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 118 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 129 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 196 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°20: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{VENTO} + 1,05 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TERMICA}$
- $M_2 = 97 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°20: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{VENTO} + 1,05 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TERMICA}$
- $M_2 = -118 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = -115 \text{ kNm}$ (TELAIO3)

relativa alla combinazione n°20: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{VENTO} + 1,05 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TERMICA}$

- $M_2 = 285 \text{ kNm}$ (TELAIO2)

relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

- $M_2 = 286 \text{ kNm}$ (TELAIO3)

relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

TESTA	TELAIO 2			TELAIO 3		
	$N_{sd} \text{ [kN]}$	$M_{2sd} \text{ [kNm]}$	$M_{3sd} \text{ [kNm]}$	$N_{sd} \text{ [kN]}$	$M_{2sd} \text{ [kNm]}$	$M_{3sd} \text{ [kNm]}$
Max F1	-149	-44	-2	-166	-73	4
Min F1	-288	261	3	-282	256	-1
Max F2	-171	93	-7	-259	119	-6
Min F2	-266	124	8	-188	64	8
Max F3	-110	-1	-1	-110	-2	1
Min F3	-326	194	3	-338	161	1
Max M1	-171	93	-7	-259	119	-6
Min M1	-266	124	8	-188	64	8
Max M2	-276	276	4	-270	270	-2
Min M2	-160	-59	-3	-178	-87	5
Max M3	-170	125	10	-284	62	10
Min M3	-266	92	-9	-164	121	-8
BASE	TELAIO 2			TELAIO 3		
	$N_{sd} \text{ [kN]}$	$M_{2sd} \text{ [kNm]}$	$M_{3sd} \text{ [kNm]}$	$N_{sd} \text{ [kN]}$	$M_{2sd} \text{ [kNm]}$	$M_{3sd} \text{ [kNm]}$
Max F1	-166	256	-2	-183	248	3
Min F1	-288	118	6	-205	42	7
Max F2	-188	50	-5	-282	129	-4
Min F2	-348	-3	2	-360	0	1
Max F3	-128	196	-1	-128	197	1
Min F3	-228	91	0	-296	107	2
Max M1	-248	76	0	-191	64	1
Min M1	-282	-118	1	-294	-115	2
Max M2	-193	285	-1	-193	286	1
Min M2	-294	86	-8	-175	93	-7
Max M3	-181	81	8	-312	78	9
Min M3	-310	-89	-2	-304	-77	-1

Tabella 3.2.58 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata del secondo pilastro

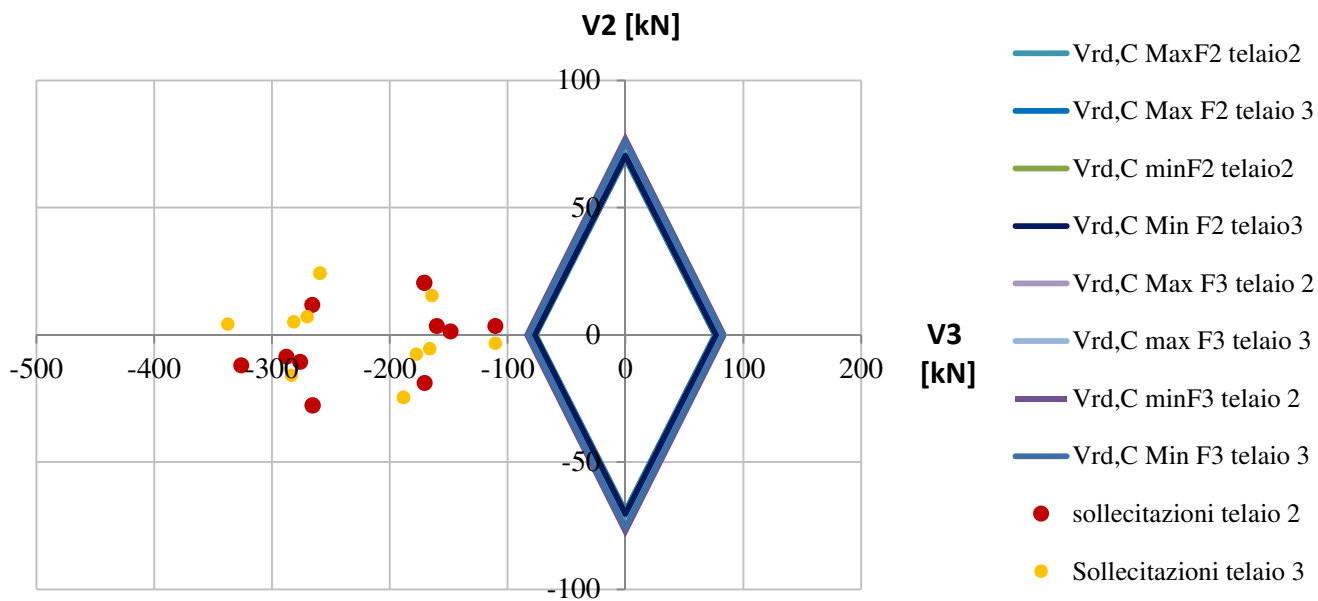


Figura 3-113 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione in testa al secondo pilastro

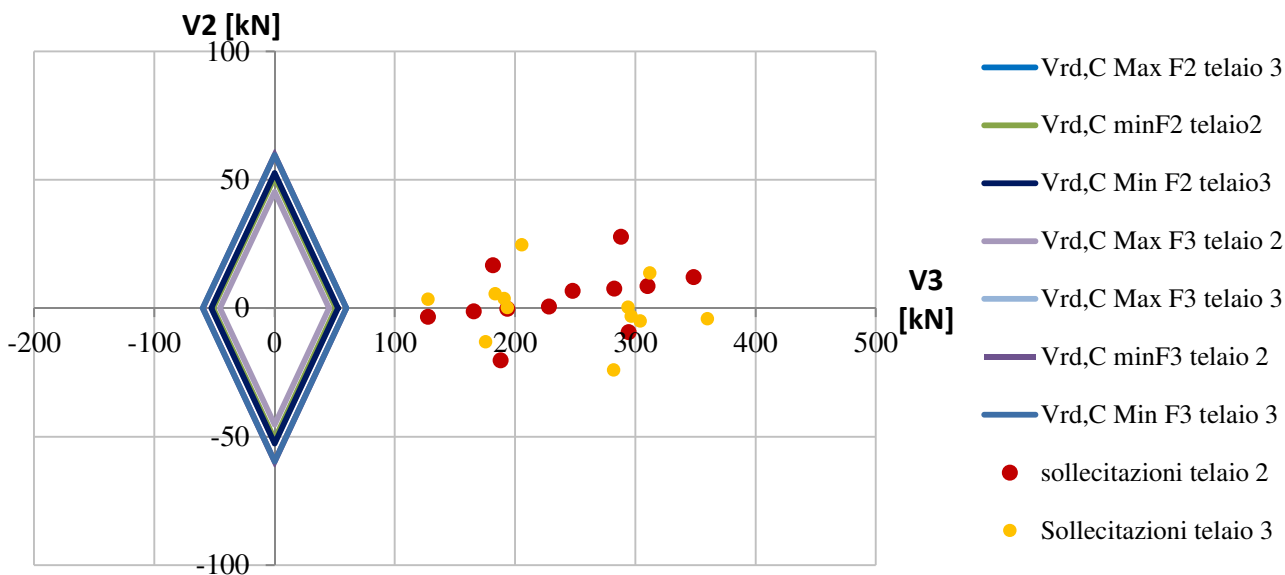


Figura 3-114 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione alla base del secondo pilastro

TESTA	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]
Max F1	-149	1	-166	-6
Min F1	-288	-9	-282	5
Max F2	-171	20	-259	24
Min F2	-266	-28	-188	-25
Max F3	-110	3	-110	-3
Min F3	-326	-12	-338	4
Max M1	-171	20	-259	24
Min M1	-266	-28	-188	-25
Max M2	-276	-11	-270	7
Min M2	-160	3	-178	-8
Max M3	-170	-19	-284	-16
Min M3	-266	12	-164	15
BASE	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]
Max F1	310	9	304	-5
Min F1	166	-1	183	6
Max F2	288	28	205	25
Min F2	188	-20	282	-24
Max F3	348	12	360	-4
Min F3	128	-3	128	3
Max M1	228	1	296	-3
Min M1	248	7	191	4
Max M2	282	8	294	0
Min M2	193	0	193	0
Max M3	294	-9	175	-13
Min M3	181	17	312	14

Tabella 3.2.59 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio alla testa e alla base del secondo pilastro

3.2.20 Terzo pilastro

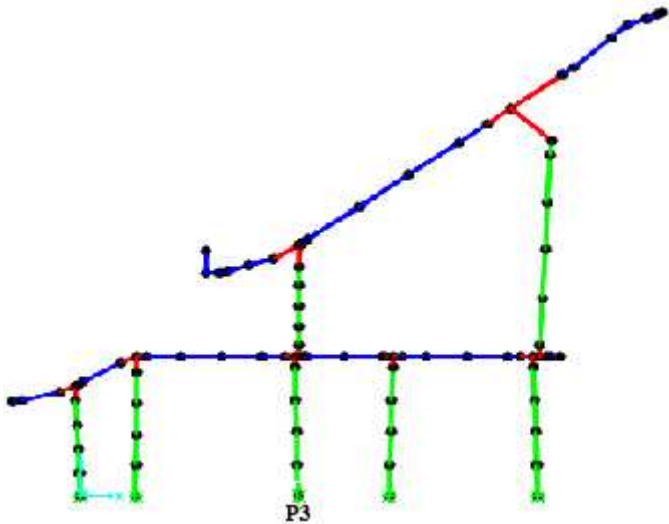


Figura 3-115 Indicazione del pilastro analizzato

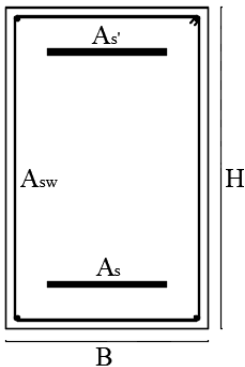


Figura 3-116 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A _s '	A _s	A _{sw}
0,35	0,65	3ϕ20	3ϕ20	2ϕ8/20cm

Tabella 3.2.60 Geometria ed armatura nella sezione in testa al pilastro

B [m]	H[m]	A _s '	A _s	A _{sw}
0,35	0,50	3ϕ20	3ϕ20	2ϕ8/20cm

Tabella 3.2.61 Geometria ed armatura nella sezione alla base del pilastro

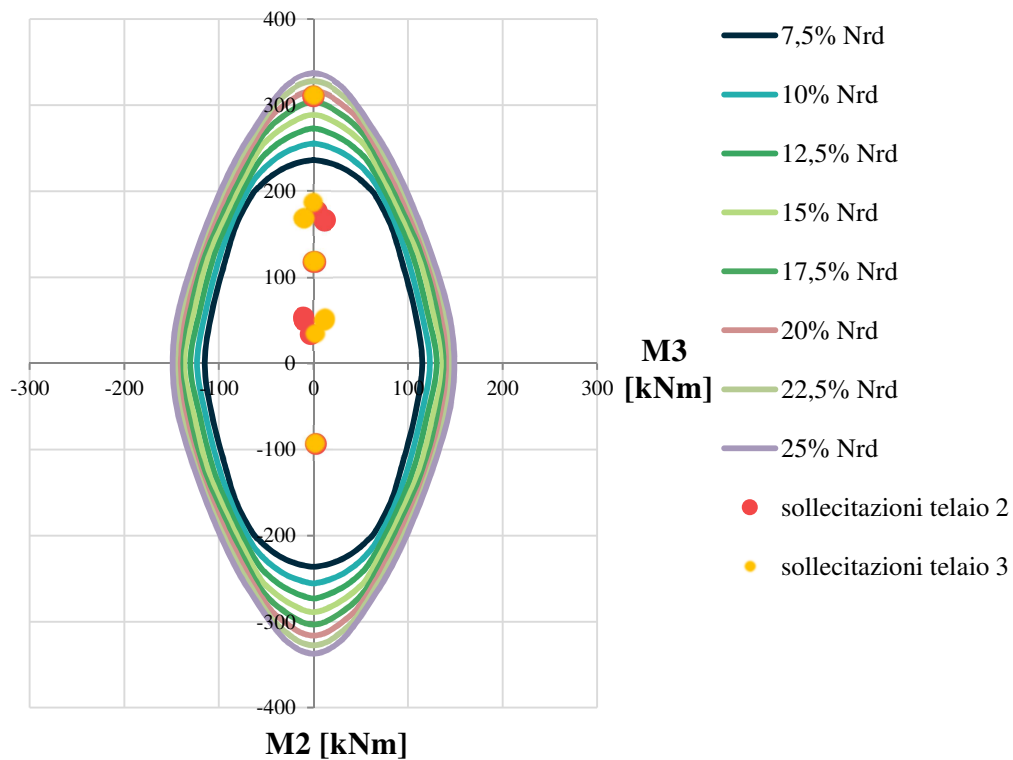


Figura 3-117 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione in testa al terzo pilastro

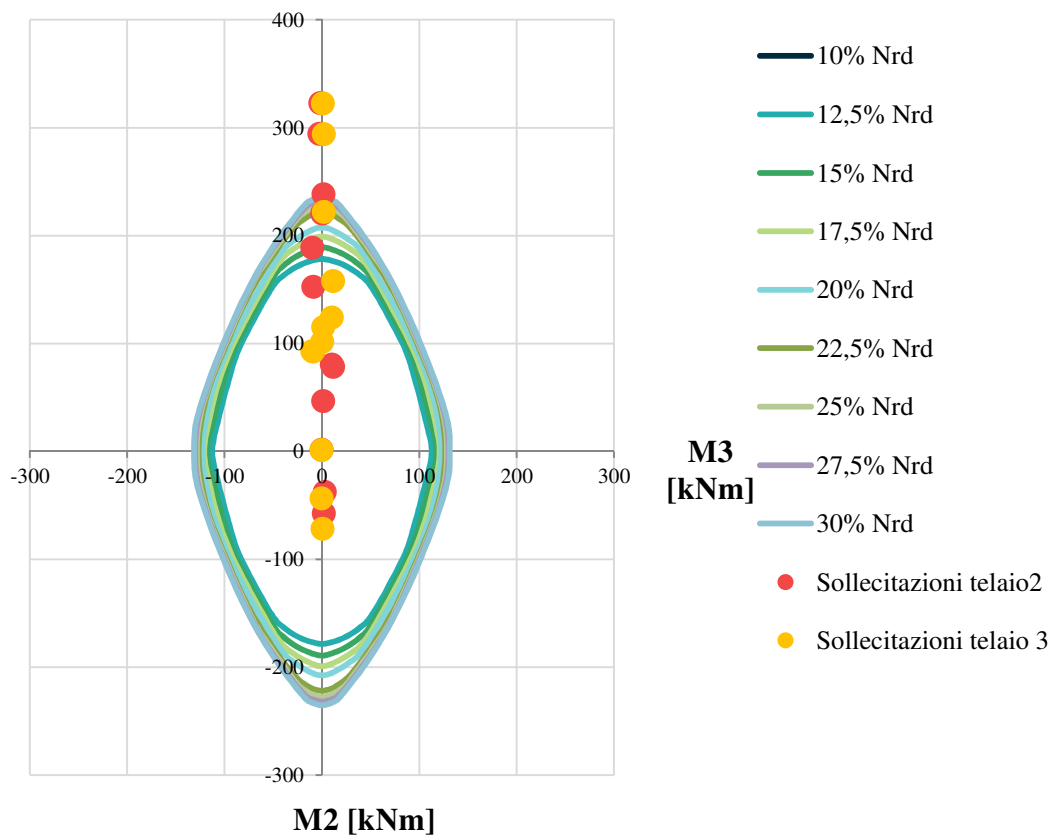


Figura 3-118 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione alla base del terzo pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2=294$ kNm (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=294$ kNm (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=323$ kNm (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=323$ kNm (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

TESTA	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N_{sd} [kN]	M_{2sd} [kNm]	M_{3sd} [kNm]	N_{sd} [kN]	M_{2sd} [kNm]	M_{3sd} [kNm]
Max F1	-552	34	-2	-552	34	2
Min F1	-366	177	3	-422	187	0
Max F2	-429	167	12	-550	49	12
Min F2	-538	50	-10	-424	168	-9
Max F3	-269	118	0	-269	118	0
Min F3	-691	118	2	-699	118	2
Max M1	-429	167	12	-550	49	12
Min M1	-538	50	-10	-424	168	-9
Max M2	-563	310	0	-575	311	1
Min M2	-403	-94	2	-399	-93	2
Max M3	-406	167	12	-572	53	12
Min M3	-560	54	-10	-402	169	-10
BASE	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N_{sd} [kN]	M_{2sd} [kNm]	M_{3sd} [kNm]	N_{sd} [kN]	M_{2sd} [kNm]	M_{3sd} [kNm]
Max F1	-386	-38	3	-442	-44	0
Min F1	-578	294	-2	-578	294	2
Max F2	-564	153	-8	-444	93	-9
Min F2	-449	80	11	-576	124	11
Max F3	-717	238	2	-725	222	2
Min F3	-289	1	0	-289	1	0
Max M1	-458	47	2	-485	102	1
Min M1	-555	221	0	-535	115	2
Max M2	-392	-58	2	-451	-72	1
Min M2	-570	323	-1	-569	323	1
Max M3	-523	189	-10	-485	93	-10
Min M3	-490	78	12	-536	158	12

Tabella 3.2.62 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata del terzo pilastro

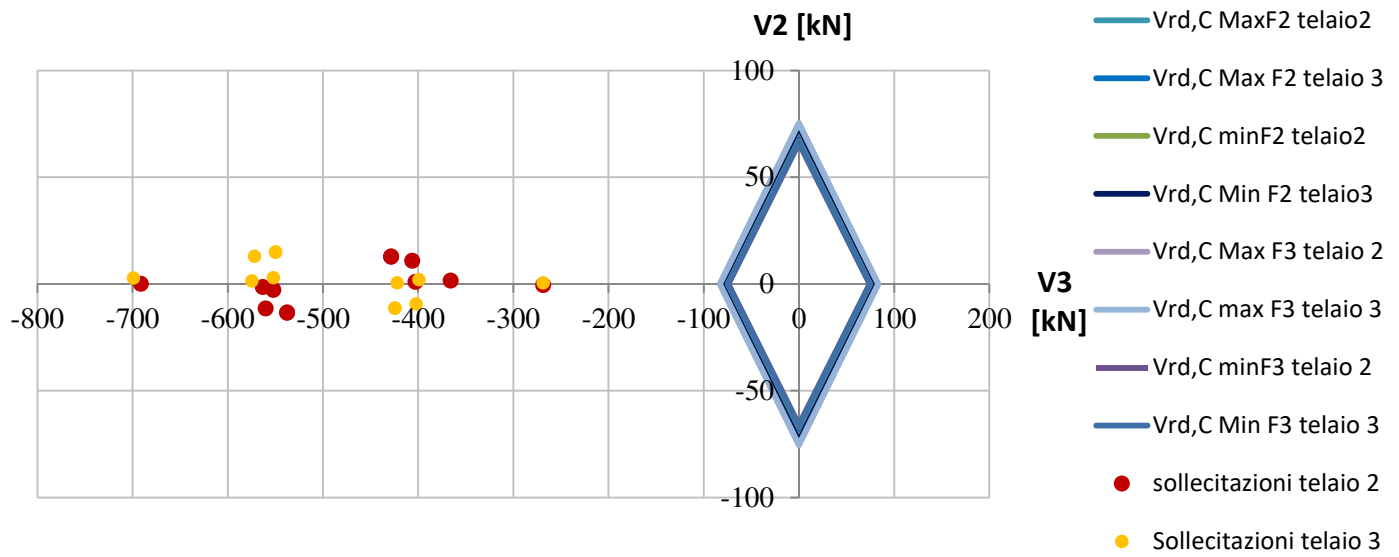


Figura 3-119 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione in testa al terzo pilastro

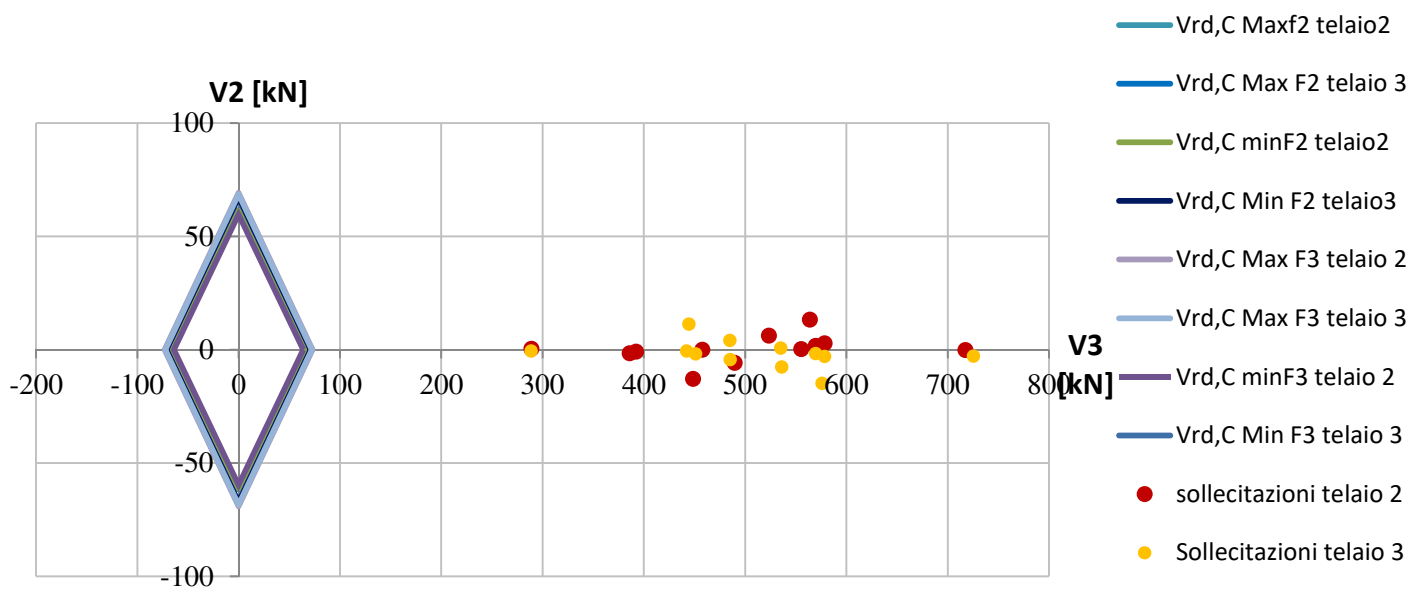


Figura 3-120 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione alla base del terzo pilastro

TESTA	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]
Max F1	-552	-3	-552	3
Min F1	-366	2	-422	1
Max F2	-429	13	-550	15
Min F2	-538	-13	-424	-11
Max F3	-269	0	-269	1
Min F3	-691	0	-699	3
Max M1	-429	13	-550	15
Min M1	-538	-13	-424	-11
Max M2	-563	-1	-575	1
Min M2	-403	1	-399	2
Max M3	-406	11	-572	13
Min M3	-560	-11	-402	-9
BASE	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]
Max F1	386	-2	442	-1
Min F1	578	3	578	-3
Max F2	564	13	444	11
Min F2	449	-13	576	-15
Max F3	717	0	725	-3
Min F3	289	0	289	-1
Max M1	458	0	485	-4
Min M1	555	0	535	1
Max M2	392	-1	451	-2
Min M2	570	2	569	-2
Max M3	523	6	485	4
Min M3	490	-6	536	-8

Tabella 3.2.63 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio alla testa e alla base del terzo pilastro

3.2.21 Quarto pilastro

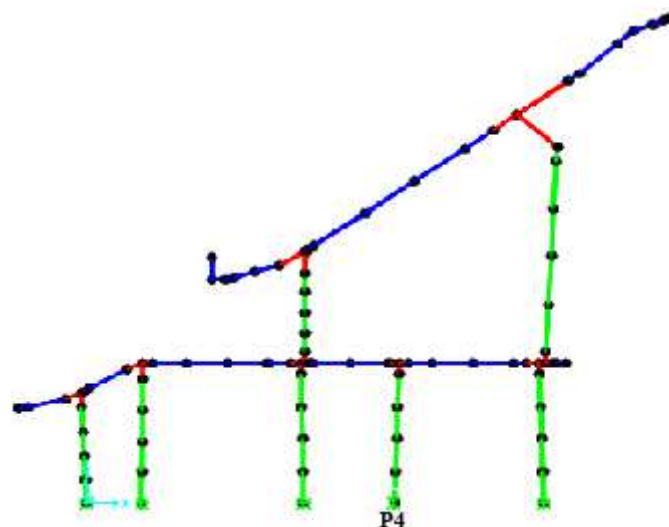


Figura 3-121 Indicazione del pilastro analizzato

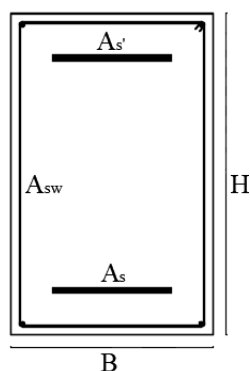


Figura 3-122 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,60	2 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.64 Geometria ed armatura nella sezione in testa al pilastro

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,4	2 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.65 Geometria ed armatura nella sezione alla base del pilastro

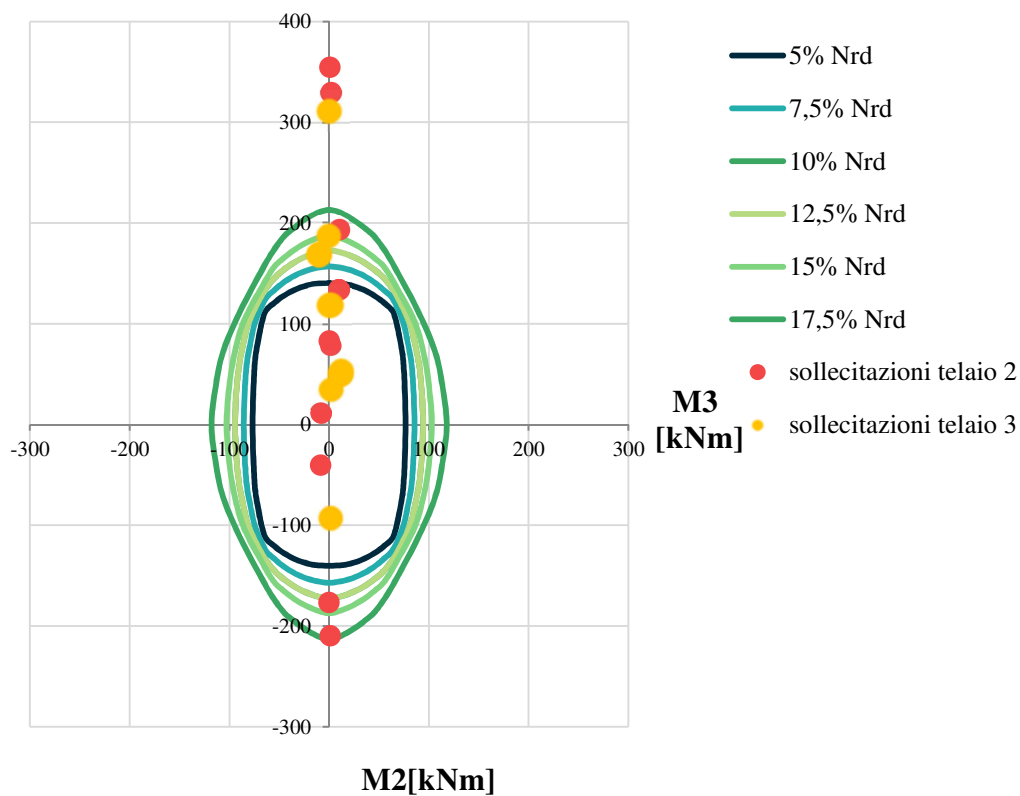


Figura 3-123 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione in testa al quarto pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = 330 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 340 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 355 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 365 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

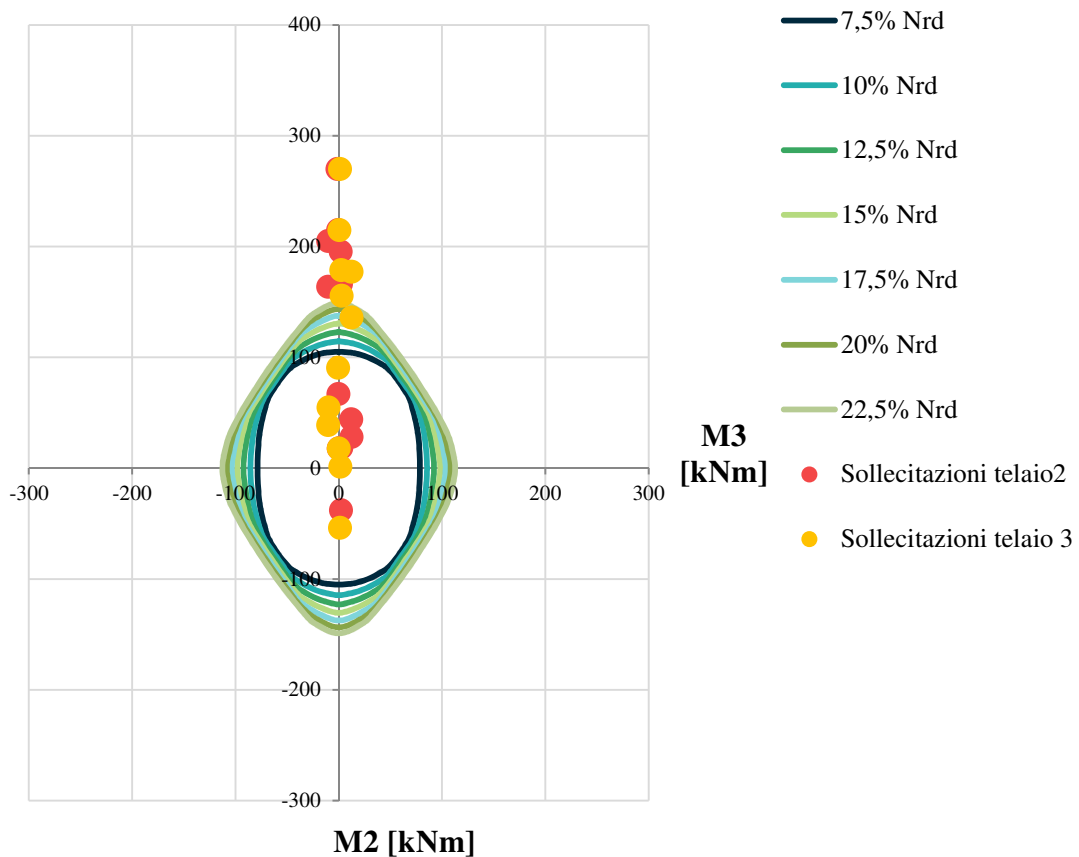


Figura 3-124 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione alla base del quarto pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2=215$ kNm (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2=215$ kNm (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot TER + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2=163$ kNm (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°16: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA + 1,05 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2=136$ kNm (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°16: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot TERMICA + 1,05 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2=195$ kNm (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$
- $M_2=178$ kNm (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot FOLLA + 0,9 \cdot VENTO$

- $M_2=166$ kNm (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°20: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{VENTO} + 1,05 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TERMICA}$
- $M_2=270$ kNm (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=270$ kNm (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=177$ kNm (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=205$ kNm (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

TESTA	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N_{sd} [kN]	M_{2sd} [kNm]	M_{3sd} [kNm]	N_{sd} [kN]	M_{2sd} [kNm]	M_{3sd} [kNm]
Max F1	-347	-177	0	-347	-177	0
Min F1	-262	330	2	-265	340	2
Max F2	-256	134	10	-350	22	10
Min F2	-347	11	-8	-256	133	-8
Max F3	-163	83	0	-163	83	0
Min F3	-439	78	2	-442	88	2
Max M1	-256	134	10	-350	22	10
Min M1	-347	11	-8	-256	133	-8
Max M2	-327	355	1	-329	365	3
Min M2	-276	-210	1	-276	-210	-1
Max M3	-302	193	10	-310	-29	10
Min M3	-307	-40	-9	-301	192	-9
BASE	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N_{sd} [kN]	M_{2sd} [kNm]	M_{3sd} [kNm]	N_{sd} [kN]	M_{2sd} [kNm]	M_{3sd} [kNm]
Max F1	-281	18	3	-284	1	2
Min F1	-372	215	-1	-372	215	1
Max F2	-372	163	-10	-275	55	-10
Min F2	-275	44	12	-375	136	12
Max F3	-464	195	2	-467	178	2
Min F3	-182	18	0	-182	17	0
Max M1	-295	67	0	-384	155	3
Min M1	-358	166	2	-281	90	-1
Max M2	-211	-38	2	-231	-54	1
Min M2	-425	270	-1	-425	270	1
Max M3	-384	205	-10	-268	39	-10
Min M3	-269	28	12	-387	177	13

Tabella 3.2.66 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata del quarto pilastro

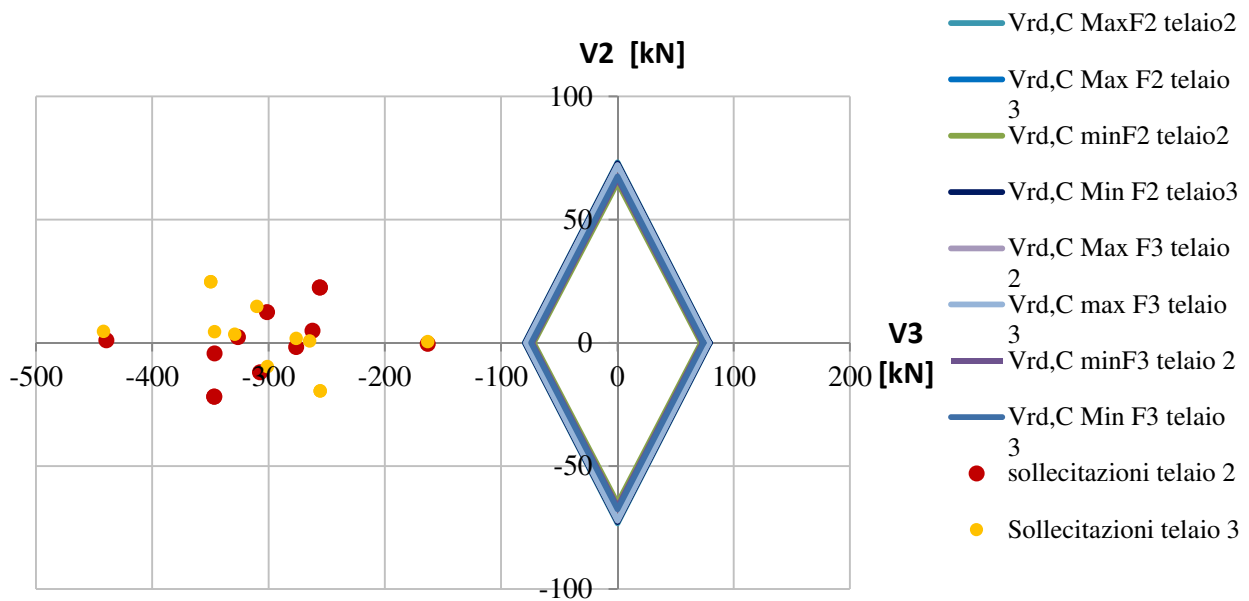


Figura 3-125 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione in testa al quarto pilastro

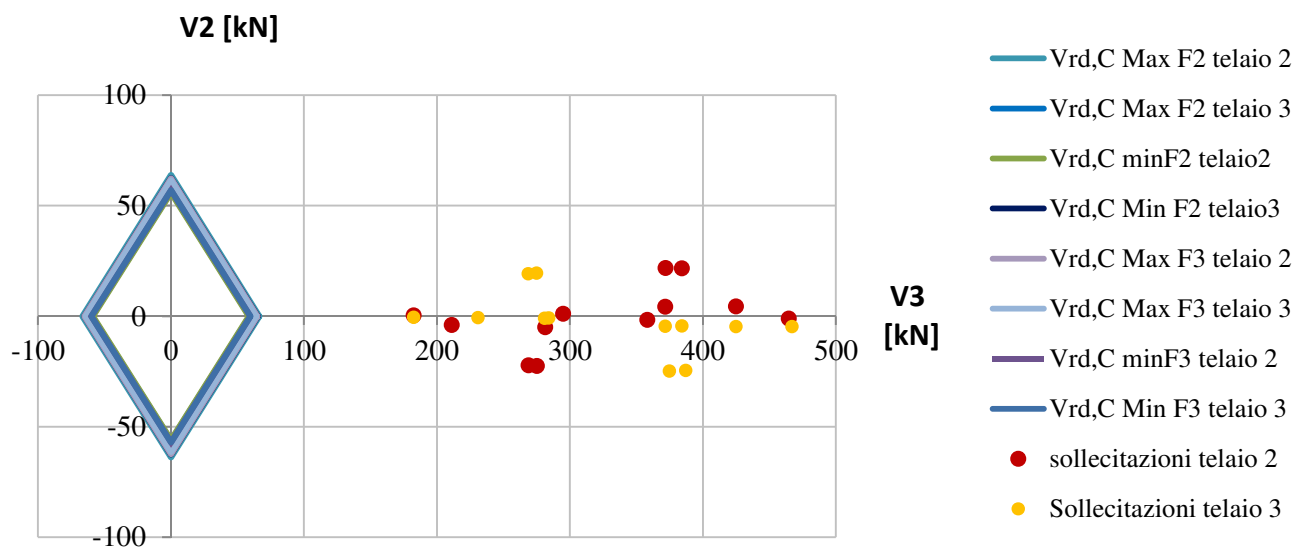


Figura 3-126 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione alla base del quarto pilastro

TESTA	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]
Max F1	-347	-4	-347	-347
Min F1	-262	5	-265	-265
Max F2	-256	22	-350	-350
Min F2	-347	-22	-256	-256
Max F3	-163	0	-163	-163
Min F3	-439	1	-442	-442
Max M1	-256	22	-350	-350
Min M1	-347	-22	-256	-256
Max M2	-327	2	-329	-329
Min M2	-276	-2	-276	-276
Max M3	-302	12	-310	-310
Min M3	-307	-12	-301	-301
BASE	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]
Max F1	281	-5	284	-1
Min F1	372	4	372	-4
Max F2	372	22	275	20
Min F2	275	-22	375	-25
Max F3	464	-1	467	-5
Min F3	182	0	182	0
Max M1	295	1	384	-4
Min M1	358	-2	281	-1
Max M2	211	-4	231	-1
Min M2	425	5	425	-5
Max M3	384	22	268	19
Min M3	269	-22	387	-24

Tabella 3.2.67 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio alla testa e alla base del quarto pilastro

3.2.22 Quinto Pilastro

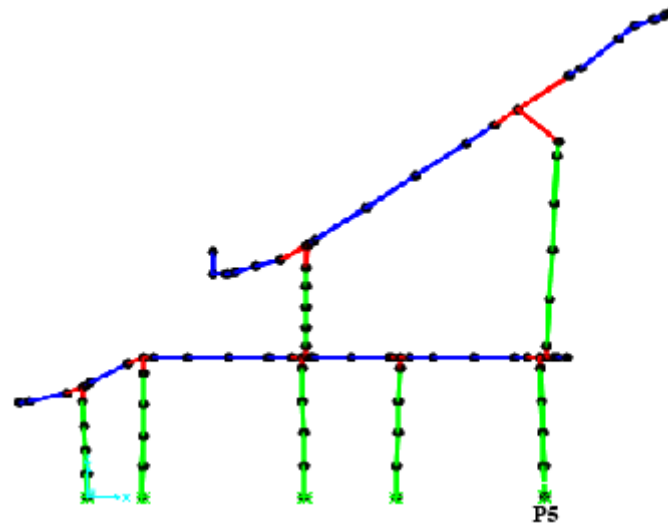


Figura 3-127 Indicazione del pilastro analizzato

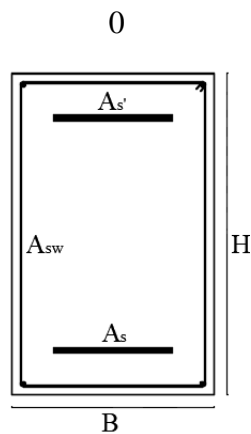


Figura 3-128 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,70	3 ϕ 20	3 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.68 Geometria ed armatura nella sezione in testa al pilastro

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,55	3 ϕ 20	3 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.69 Geometria ed armatura nella sezione alla base del pilastro

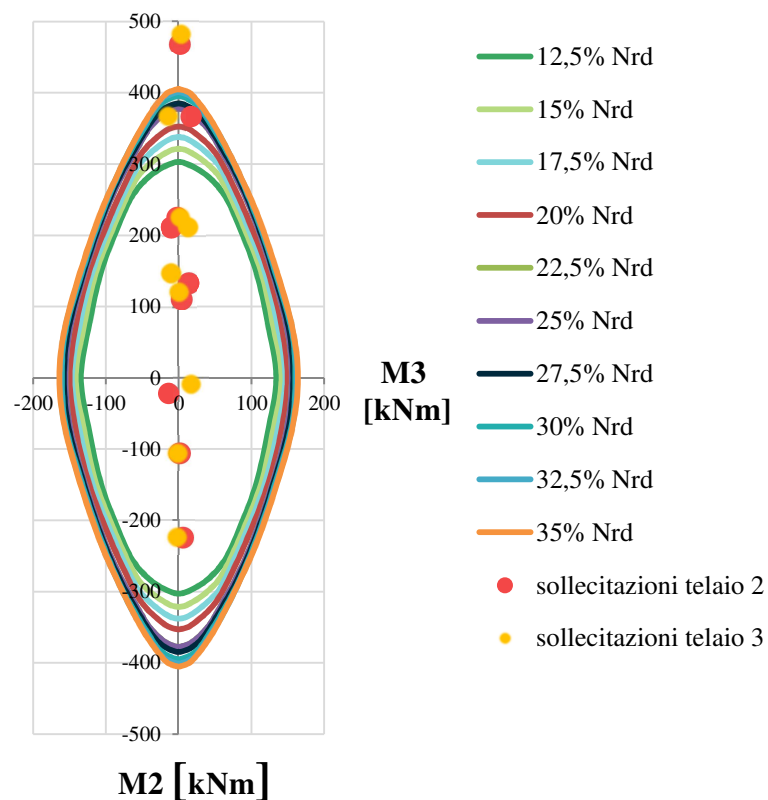


Figura 3-129 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione in testa al quinto pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = 468 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 482 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

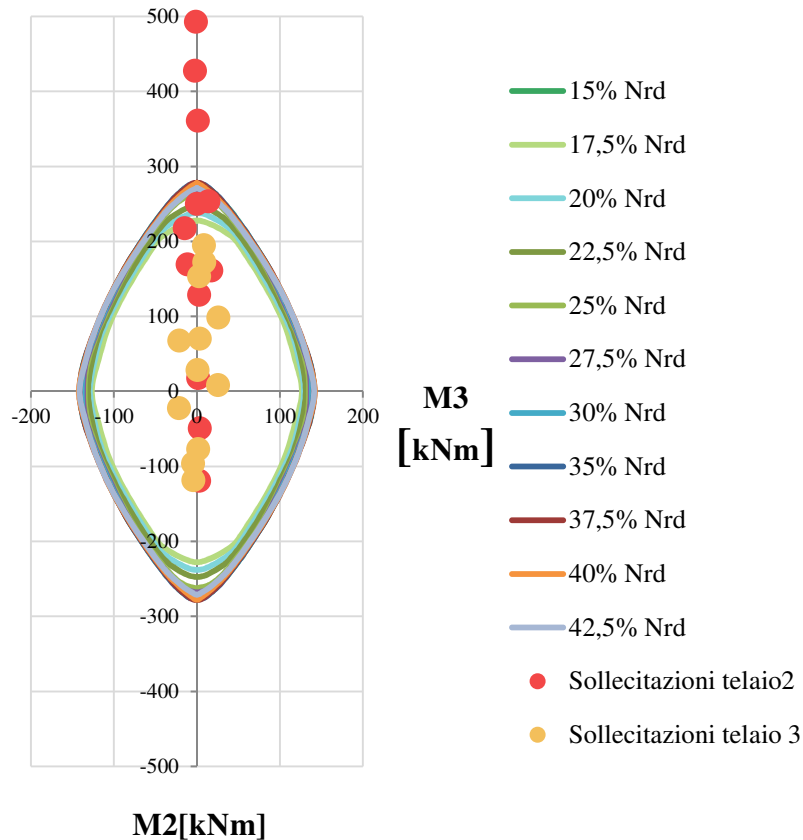


Figura 3-130 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione alla base del quinto pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2=361 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=361 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°3: $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=427 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=427 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=492 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2=492 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

TESTA	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N_{sd} [kN]	M_{2sd}[kNm]	M_{3sd}[kNm]	N_{sd} [kN]	M_{2sd}[kNm]	M_{3sd} [kNm]
Max F1	-795	-105	1	-795	-106	-1
Min F1	-728	468	2	-728	482	4
Max F2	-884	211	-10	-600	146	-10
Min F2	-606	133	13	-889	212	13
Max F3	-378	111	4	-378	121	1
Min F3	-1094	225	-2	-1094	225	2
Max M1	-884	211	-10	-600	146	-10
Min M1	-606	133	13	-889	212	13
Max M2	-930	569	-2	-925	582	5
Min M2	-559	-224	5	-565	-224	-2
Max M3	-925	367	17	-559	-9	17
Min M3	-564	-22	-14	-931	367	-14
BASE	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N_{sd} [kN]	M_{2sd}[kNm]	M_{3sd}[kNm]	N_{sd} [kN]	M_{2sd}[kNm]	M_{3sd} [kNm]
Max F1	-718	18	2	-718	-10	4
Min F1	-826	361	1	-826	361	-1
Max F2	-663	253	14	-920	187	14
Min F2	-914	169	-11	-658	208	-11
Max F3	-1124	427	-2	-1124	427	2
Min F3	-402	-50	4	-402	-69	1
Max M1	-670	128	3	-701	254	4
Min M1	-874	250	0	-843	159	-1
Max M2	-435	-120	3	-433	-142	2
Min M2	-1111	492	-1	-1111	492	1
Max M3	-909	217	-15	-641	179	-15
Min M3	-635	161	17	-903	172	18

Tabella 3.2.70 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata del quinto pilastro

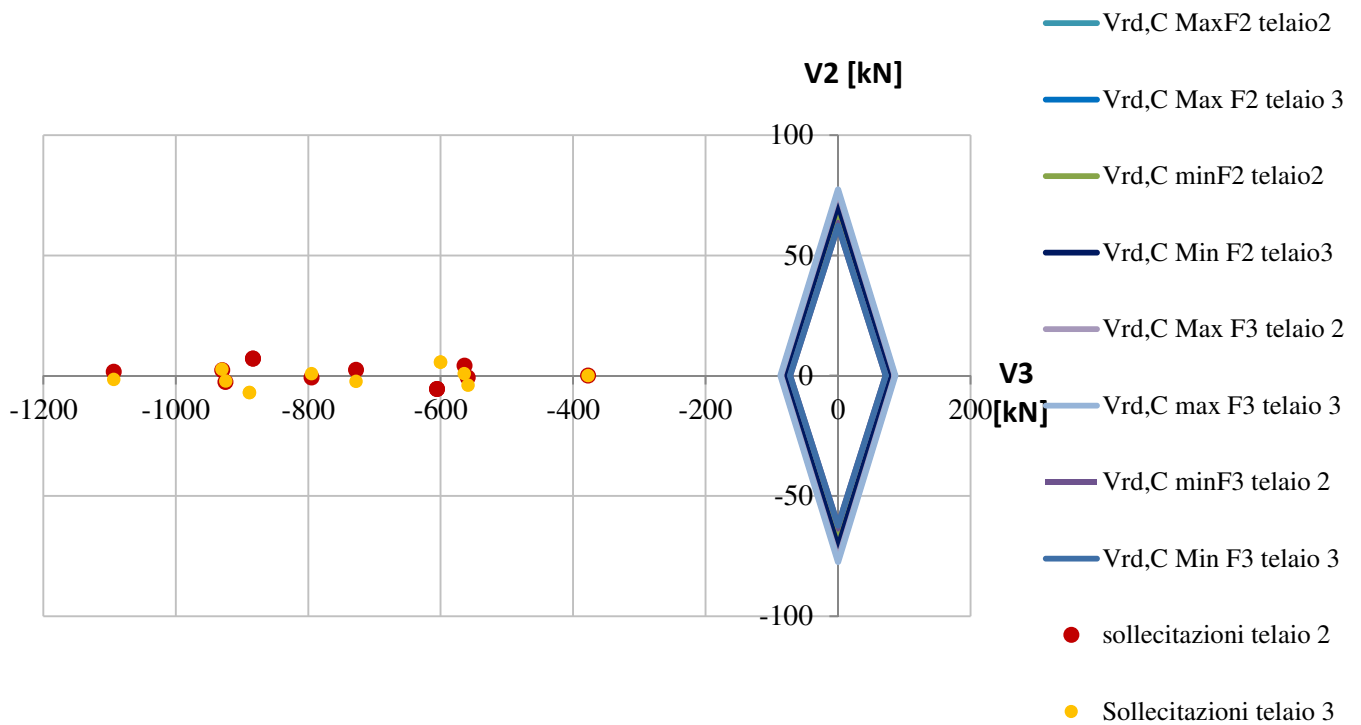


Figura 3-131 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione in testa al quinto pilastro

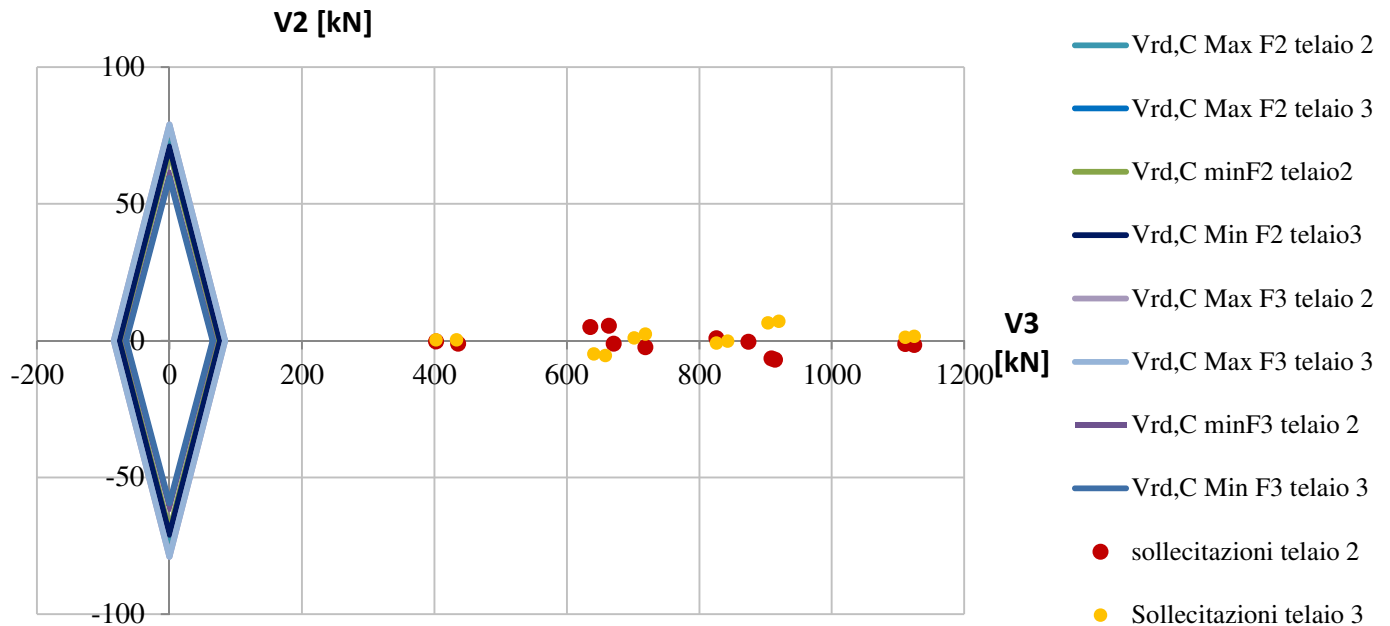


Figura 3-132 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione alla base del quinto pilastro

TESTA	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]
Max F1	-795	-1	-795	1
Min F1	-728	2	-728	-2
Max F2	-884	7	-600	6
Min F2	-606	-6	-889	-7
Max F3	-378	0	-378	0
Min F3	-1094	2	-1094	-2
Max M1	-884	7	-600	6
Min M1	-606	-6	-889	-7
Max M2	-930	2	-925	-2
Min M2	-559	-1	-565	1
Max M3	-925	-3	-559	-4
Min M3	-564	4	-931	3
BASE	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]
Max F1	718	-2	718	2
Min F1	826	1	826	-1
Max F2	663	5	920	7
Min F2	914	-7	658	-5
Max F3	1124	-2	1124	2
Min F3	402	0	402	0
Max M1	670	-1	701	1
Min M1	874	0	843	0
Max M2	435	-1	433	0
Min M2	1111	-1	1111	1
Max M3	909	-7	641	-5
Min M3	635	5	903	6

Tabella 3.2.71 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio alla testa e alla base del quinto pilastro

3.2.23 Sesto pilastro

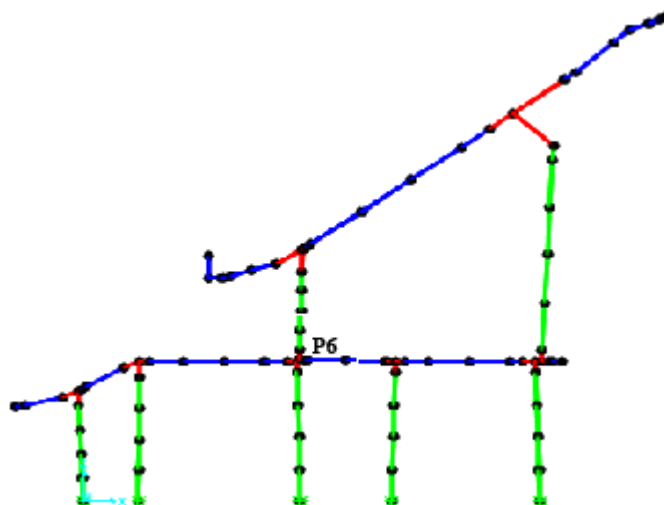


Figura 3-133 Indicazione del pilastro analizzato

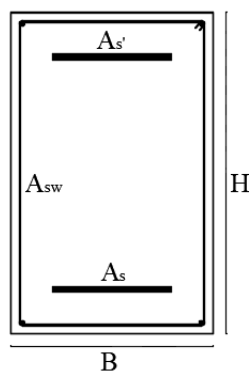


Figura 3-134 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,90	2 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.72 Geometria ed armatura nella sezione in testa al pilastro

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,45	2 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.73 Geometria ed armatura nella sezione alla base del pilastro

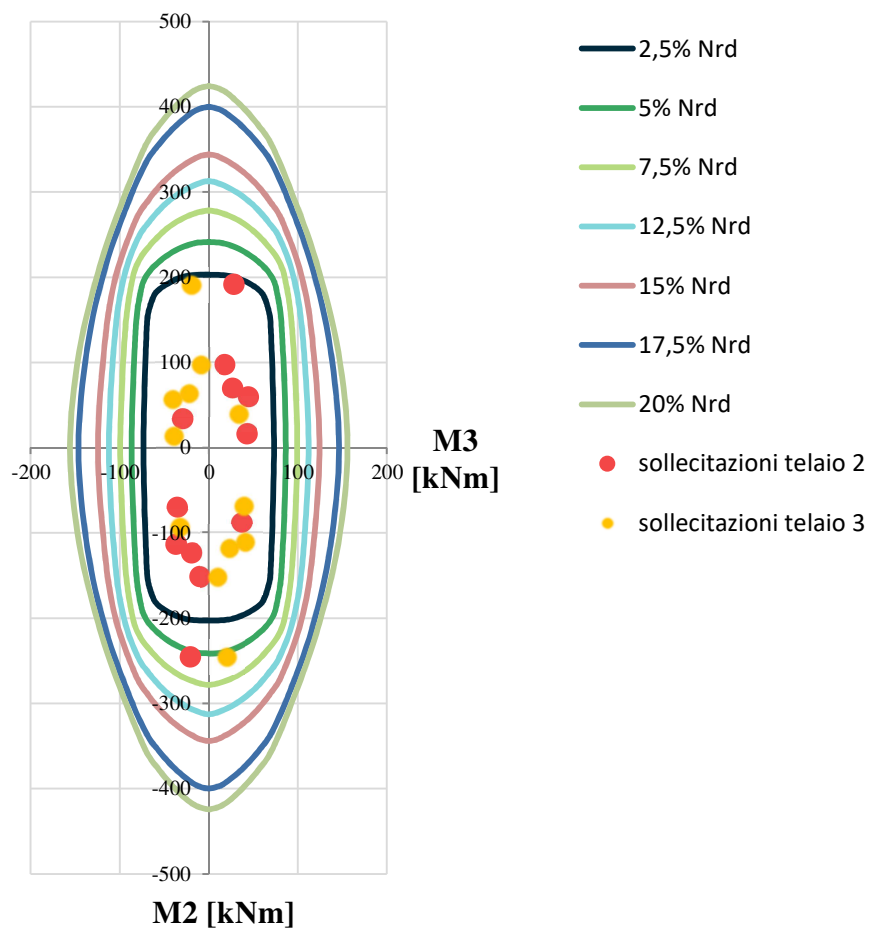


Figura 3-135 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione in testa al sesto pilastro

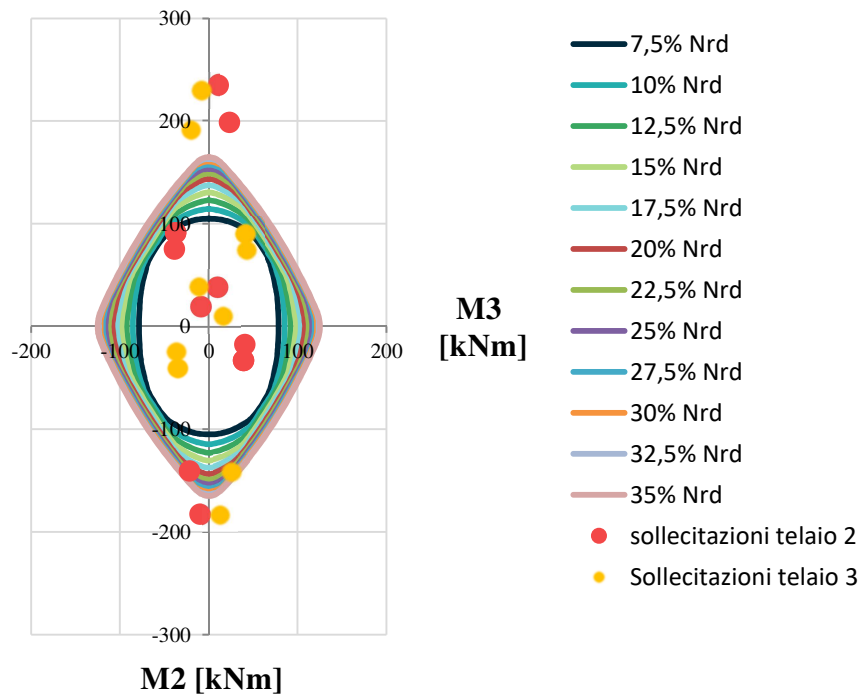


Figura 3-136 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione alla base del sesto pilastro

Le sollecitazioni che comportano la mancata verifica sono:

- $M_2 = 199 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 191 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 235 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = 229 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°4: $1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = -182 \text{ kNm}$ (TELAIO2)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$
- $M_2 = -183 \text{ kNm}$ (TELAIO3)
relativa alla combinazione n°8: $1 \cdot G_1 + 1 \cdot G_2 + 1 \cdot G_3 + 1,5 \cdot \text{FOLLA} + 0,9 \cdot \text{TER} + 0,9 \cdot \text{VENTO}$

TESTA	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N_{sd} [kN]	M_{2sd}[kNm]	M_{3sd}[kNm]	N_{sd} [kN]	M_{2sd}[kNm]	M_{3sd} [kNm]
Max F1	-345,584	-123,143	-19,3882	-347,203	-118,734	23,7004
Min F1	-436,107	69,5489	26,49	-433,567	63,1353	-22,1694
Max F2	-323,46	-70,0395	-35,6187	-456,53	12,8325	-38,4215
Min F2	-458,231	16,4456	42,7205	-324,24	-68,431	39,9525
Max F3	-107,776	-151,267	-10,2259	-107,744	-151,819	10,2284
Min F3	-673,915	97,6726	17,3277	-673,026	96,22	-8,6974
Max M1	-371,73	34,1212	-29,6946	-407,28	-94,1915	-32,4681
Min M1	-409,961	-87,7152	36,7964	-373,49	38,5931	33,9991
Max M2	-428,358	191,829	27,9393	-427,229	190,2685	-19,3033
Min M2	-353,333	-245,423	-20,8375	-353,541	-245,867	20,8343
Max M3	-464,752	59,6406	44,1595	-317,604	-111,683	41,3949
Min M3	-316,939	-113,235	-37,0577	-463,166	56,0849	-39,8639
BASE	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N_{sd} [kN]	M_{2sd}[kNm]	M_{3sd}[kNm]	N_{sd} [kN]	M_{2sd}[kNm]	M_{3sd} [kNm]
Max F1	-366,434	198,8957	23,4538	-364,815	190,8655	-19,2173
Min F1	-448,236	-140,365	-21,8222	-450,776	-141,829	26,0708
Max F2	-475,761	91,4332	-37,4046	-338,129	-40,7769	-34,7783
Min F2	-338,909	-32,902	39,0361	-477,462	89,8131	41,6318
Max F3	-122,565	38,5556	10,0811	-122,597	38,7066	-10,0788
Min F3	-692,105	19,9756	-8,4495	-692,994	10,3296	16,9322
Max M1	-338,909	-32,902	39,0361	-477,462	89,8131	41,6318
Min M1	-475,761	91,4332	-37,4046	-338,129	-40,7769	-34,7783
Max M2	-320,37	235,1523	10,5324	-318,56	229,4768	-7,5889
Min M2	-422,496	-182,4	-9,8292	-424,444	-183,353	12,8036
Max M3	-332,273	-17,1974	40,4948	-483,983	74,1799	43,0871
Min M3	-482,397	75,7286	-38,8632	-331,608	-25,1437	-36,2337

Tabella 3.2.74 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata del sesto pilastro

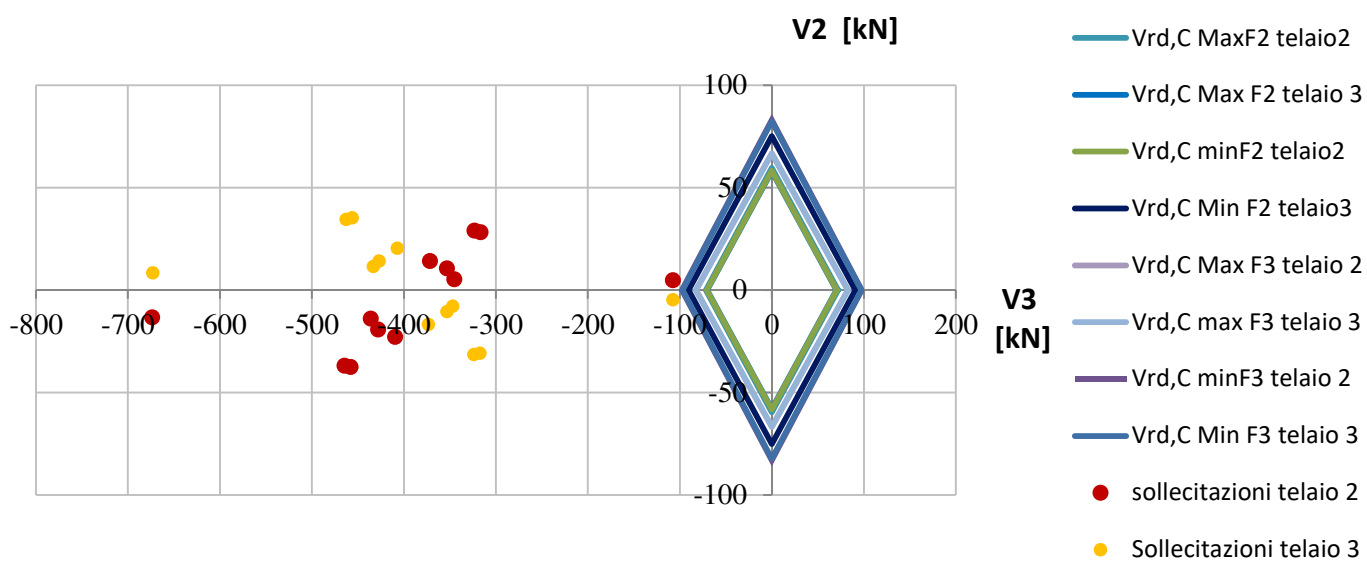


Figura 3-137 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione in testa al sesto pilastro

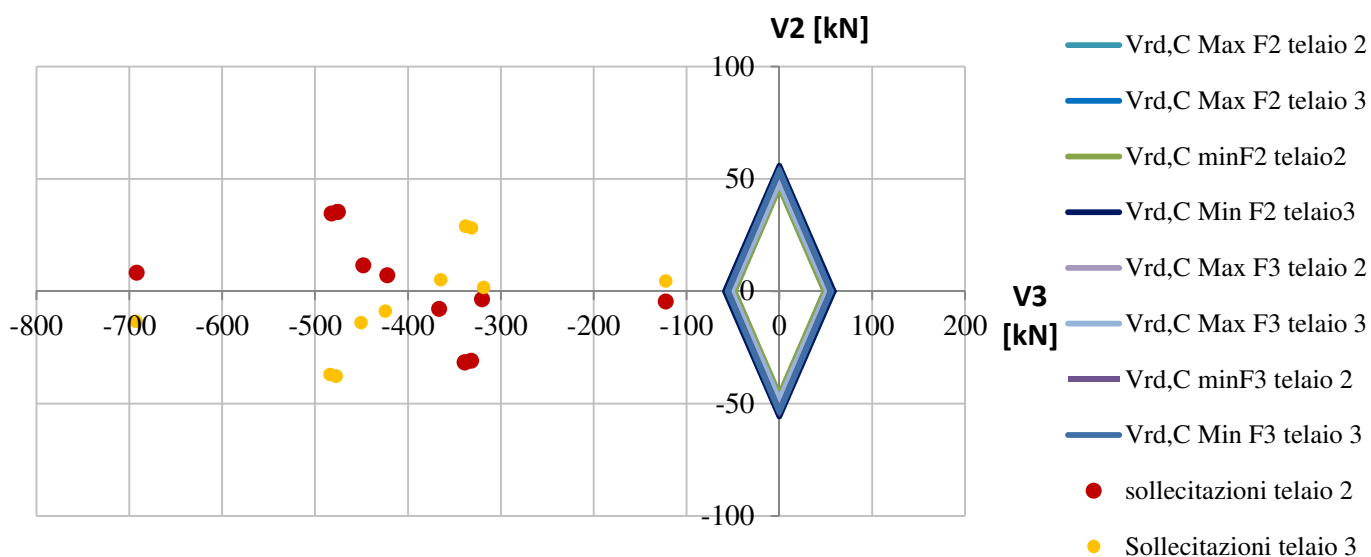


Figura 3-138 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione alla base del sesto pilastro

TESTA	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]
Max F1	-346	5	-347	-8
Min F1	-436	-14	-434	12
Max F2	-323	29	-457	35
Min F2	-458	-38	-324	-32
Max F3	-108	5	-108	-5
Min F3	-674	-13	-673	8
Max M1	-372	14	-407	20
Min M1	-410	-23	-373	-17
Max M2	-428	-19	-427	14
Min M2	-353	11	-354	-11
Max M3	-465	-37	-318	-31
Min M3	-317	28	-463	34
BASE	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]
Max F1	-366	-8	-365	5
Min F1	-448	11	-451	-14
Max F2	-476	35	-338	29
Min F2	-339	-32	-477	-38
Max F3	-123	-5	-123	5
Min F3	-692	8	-693	-13
Max M1	-339	-32	-477	-38
Min M1	-476	35	-338	29
Max M2	-320	-4	-319	2
Min M2	-422	7	-424	-9
Max M3	-332	-31	-484	-37
Min M3	-482	35	-332	28

Tabella 3.2.75 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio alla testa e alla base del sesto pilastro

3.2.24 Settimo pilastro

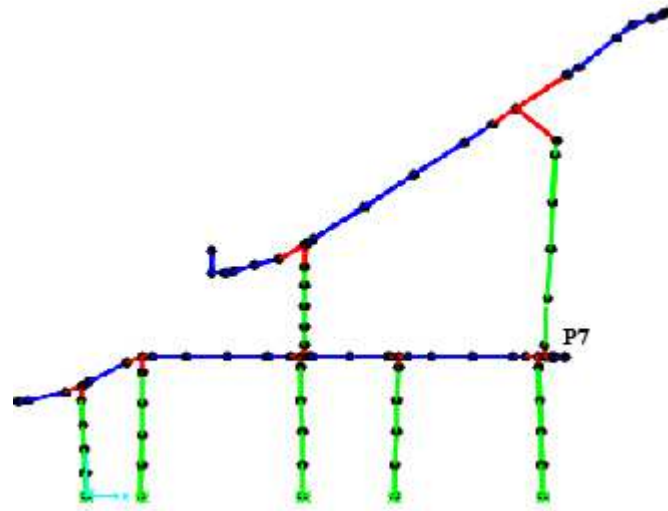


Figura 3-139 Indicazione del pilastro analizzato

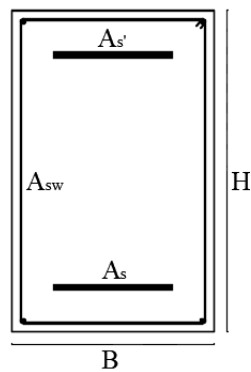


Figura 3-140 Schematizzazione delle armature

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	1,20	3 ϕ 20	3 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.76 Geometria ed armatura nella sezione in testa al pilastro

B [m]	H[m]	A_s'	A_s	A_{sw}
0,35	0,45	3 ϕ 20	3 ϕ 20	2 ϕ 8/20cm

Tabella 3.2.77 Geometria ed armatura nella sezione alla base del pilastro

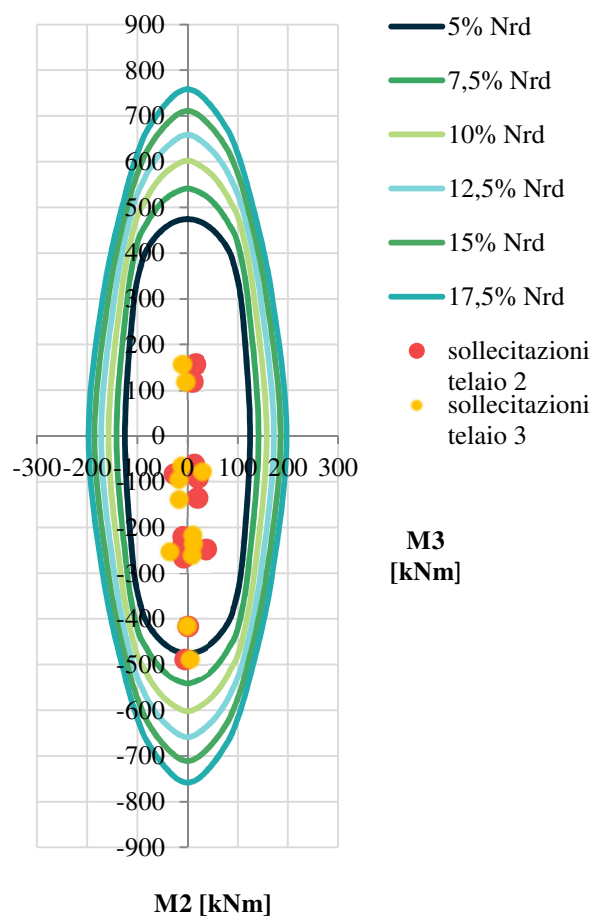


Figura 3-141 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione in testa al settimo pilastro

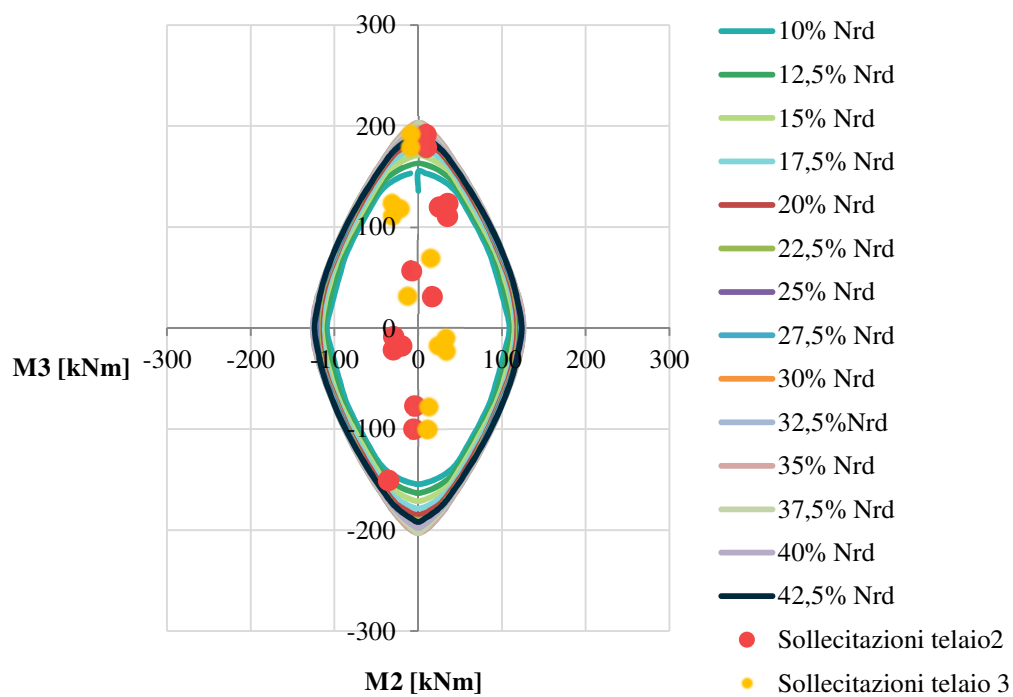


Figura 3-142 Dominio di resistenza per la verifica di pressoflessione deviata nella sezione alla base del settimo pilastro

TESTA	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]
Max F1	-519,216	-416,32	0,6278	-518,703	-416,399	-0,6107
Min F1	-512,616	119,5904	9,5776	-516,058	118,2305	-2,9477
Max F2	-460,587	-92,1134	20,0131	-607,723	-236,438	12,4913
Min F2	-607,305	-239,025	-9,2192	-463,107	-96,1431	-16,6384
Max F3	-203,893	-62,61	13,2217	-205,359	-66,6171	-10,7644
Min F3	-859,851	-264,899	-7,0358	-860,517	-260,672	10,178
Max M1	-584,273	-220,091	-8,312	-518,307	-139,523	-16,1804
Min M1	-515,795	-135,496	19,5554	-584,706	-217,509	11,5836
Max M2	-447,424	156,7806	15,7469	-450,868	155,4216	-9,1172
Min M2	-620,467	-487,919	-4,953	-619,962	-488,003	4,9701
Max M3	-724,546	-247,369	37,3124	-344,039	-79,555	29,6583
Min M3	-343,346	-83,7694	-26,5185	-726,79	-253,026	-33,8053
BASE	TELAIO 2			TELAIO 3		
	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]	N _{sd} [kN]	M _{2sd} [kNm]	M _{3sd} [kNm]
Max F1	-560,199	178,8917	9,5124	-560,481	178,7367	-9,5336
Min F1	-651,549	-76,9709	-4,5303	-645,927	-78,284	12,2543
Max F2	-708,146	110,6244	34,6199	-500,011	-10,1843	33,5167
Min F2	-503,603	-8,7036	-29,6378	-706,396	110,6371	-30,7961
Max F3	-255,489	56,6695	-7,7773	-253,031	68,9464	15,1278
Min F3	-955,263	31,0443	16,29	-953,376	31,5063	-12,4071
Max M1	-507,823	-17,8361	-20,0943	-700,506	117,8291	-21,2589
Min M1	-703,926	119,757	25,0764	-505,902	-17,3764	23,9796
Max M2	-627,917	191,4972	9,0543	-628,312	191,2389	-9,082
Min M2	-477,093	-99,8922	-5,3726	-473,214	-100,523	10,8218
Max M3	-715,616	123,3855	34,9261	-492,528	-22,9444	33,8249
Min M3	-496,133	-21,4647	-29,944	-713,88	123,3971	-31,1042

Tabella 3.2.78 Sollecitazioni utilizzate per la verifica di pressoflessione deviata del settimo pilastro

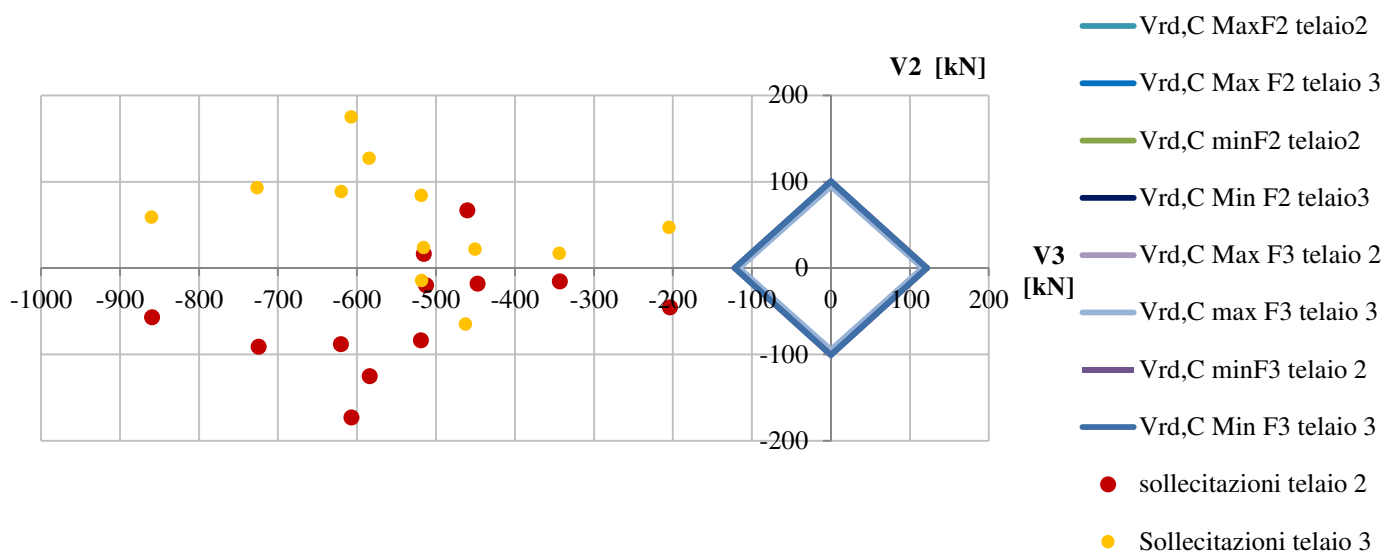


Figura 3-143 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione in testa al settimo pilastro

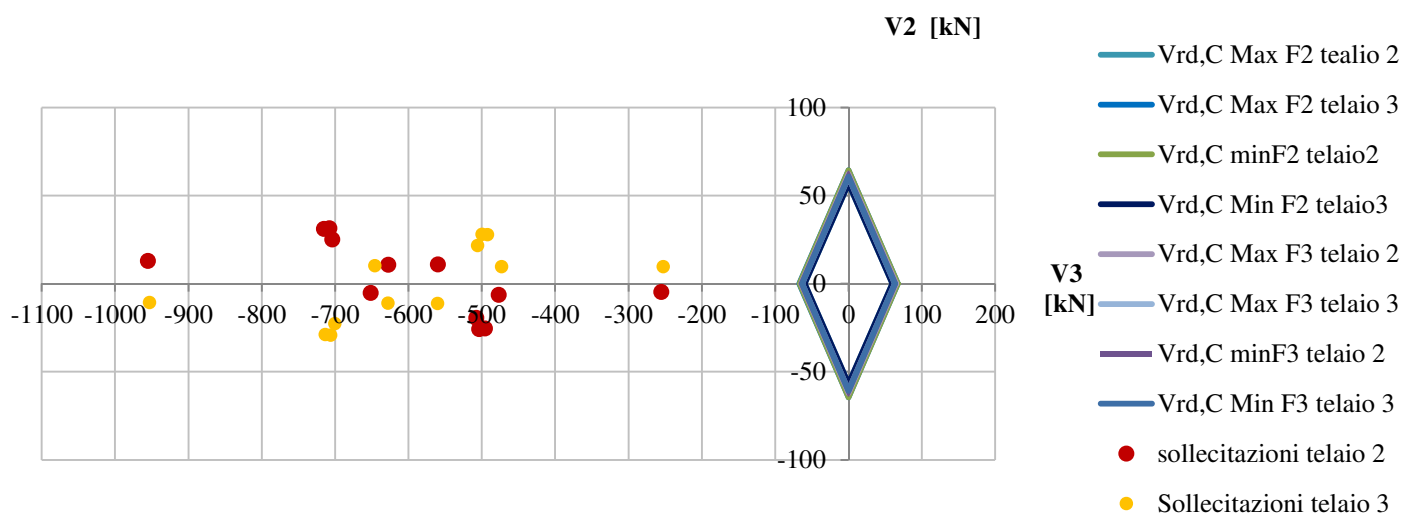


Figura 3-144 Domini di resistenza per la verifica al taglio della sezione alla base del settimo pilastro

TESTA	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd[kN]
Max F1	-519	-84	-519	84
Min F1	-513	-20	-516	24
Max F2	-461	67	-608	175
Min F2	-607	-173	-463	-65
Max F3	-204	-46	-205	47
Min F3	-860	-57	-861	59
Max M1	-584	-125	-518	-15
Min M1	-516	16	-585	127
Max M2	-447	-18	-451	22
Min M2	-620	-88	-620	88
Max M3	-725	-91	-344	17
Min M3	-343	-15	-727	93
BASE	TELAIO 2		TELAIO 3	
	V3sd [kN]	V2sd [kN]	V3sd [kN]	V2sd [kN]
Max F1	-560	11	-560	-11
Min F1	-652	-5	-646	10
Max F2	-708	32	-500	28
Min F2	-504	-26	-706	-29
Max F3	-255	-5	-253	10
Min F3	-955	13	-953	-11
Max M1	-508	-19	-701	-23
Min M1	-704	25	-506	22
Max M2	-628	11	-628	-11
Min M2	-477	-6	-473	10
Max M3	-716	31	-493	28
Min M3	-496	-25	-714	-29

Tabella 3.2.79 Sollecitazioni utilizzate per la verifica a taglio alla testa e alla base del settimo pilastro

4 Evoluzione della normativa tecnica italiana nella storia

Dopo aver effettuato le dovute verifiche statiche, si procede con il valutare la risposta della struttura in oggetto dal punto di vista delle azioni sismiche.

Come già accennato nel primo capitolo introduttivo, questa struttura risale alla prima metà del '900, epoca nella quale la pericolosità e l'adeguamento sismico non venivano ancora considerati nella normativa tecnica.

4.1 La normativa italiana nella prima metà del 1900

La storia dello sviluppo della Normativa Tecnica in Italia si intreccia con la storia dei terremoti che ne hanno colpito il territorio.

Infatti fino al 1974 l'inserimento dei Comuni nelle liste nelle quali si rendeva obbligatoria l'osservanza delle norme tecniche, avveniva, il più delle volte, non sulla base di una valutazione della pericolosità sismica, ma piuttosto perché il Comune era stato interessato recentemente da un evento.

Risale al 1907 il Decreto Ministeriale in cui sono contenuti due articoli decretati dalla Commissione istituita nel febbraio del 1905 per lo studio delle norme e del controllo scientifico dei materiali da costruzione e successivamente alle modifiche proposte dalla stessa commissione ed indicate nel voto del 16 dicembre 1906 per disciplinare la materia in modo conforme allo stato attuale dell'epoca degli studi tecnici.

Il primo articolo approva le norme contenute nei tre allegati a questo decreto:

allegato A) metodi normali di prova per gli agglomerati idraulici:

nella prima parte vengono elencate le prescrizioni generali come finezza di macinazione, densità assoluta, densità apparente, pasta normale, sabbia normale, malta normale, prove di presa, prove di resistenza a trazione, a compressione, a flessione, prove di indeformabilità a freddo, prove di indeformabilità a caldo e prove complementari per soddisfare specifiche ricerche in vista di determinate applicazioni.

Nella seconda parte vengono descritte invece le prove normali per l'accettazione dei materiali agglomeranti idraulici, che vengono divisi in: calci idrauliche, calci eminentemente idrauliche, cementi a presa rapida e cementi Portland a lenta presa.

allegato B) prescrizioni normali per l'esecuzione di opere in cemento armato

anche qui la prima parte introduce le prescrizioni generali: ogni opera in cemento armato dovrà essere costruita in base a un progetto completo esecutivo firmato da un ingegnere e

nel progetto dovranno risultare tutte le dimensioni e disposizioni del conglomerato e del metallo ed i calcoli statici giustificativi; inoltre l'esecuzione delle opere dovrà essere affidata a costruttori adeguati che comprovino la loro idoneità con opportuni certificati rilasciati a norma. Inoltre si chiede che nel progetto siano indicate qualità e proprietà dei materiali da impiegarsi, dosature del conglomerato, modalità di costruzione, del disarmo e del collaudo; qualora richiesto le proprietà dei materiali saranno comprovate da certificati rilasciati da laboratori ufficiali.

Nella seconda parte invece viene descritta la qualità richiesta dei materiali, nella terza le norme di costruzione ovvero per la formazione e miscelazione degli impasti, l'utilizzo dei casseri, il modo in cui posizionare e ancorare le armature, i tempi di maturazione del conglomerato; nella quarta il collaudo, fase in cui si procede a prove di carico e nella quinta le norme per i calcoli statici

allegato C) condizioni tecniche che devono soddisfare le forniture di agglomerati idraulici

Il 28 dicembre del 1908 si verificò un luttuoso terremoto tra Messina e Reggio Calabria che provocò più di 80.000 vittime e consistenti danni interessando dei nuclei urbani che non furono in grado di assorbire il terremoto e non solo dal punto di vista costruttivo, visto che si era manifestato un problema di accessibilità alle zone colpite.

Vennero così tradotte in legge le esperienze maturate in ambito scientifico e nella tecnica delle costruzioni anche a seguito di precedenti terremoti.

Seguì così il Regio Decreto n.193 del 18 Aprile 1909 in cui sono elencate le norme tecniche igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei Comuni colpiti dal sisma e da sismi precedenti, emanate dal Presidente del Consiglio dei ministri e dal Ministro dei Lavori Pubblici.

A partire da questo, si avviò la classificazione delle zone sismiche e iniziò la produzione di normative che manifesterà negli aggiornamenti il progresso delle tecniche costruttive e lo svilupparsi dello "stato dell'arte" nella scienza e tecnica delle costruzioni.

Successivo fu il Regio Decreto n.1080 del 6 Settembre 1912 che contiene l'approvazione delle norme obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici nei comuni colpiti dal terremoto, in sostituzione di quelle approvate col R.D. 18 aprile 1909 n. 193 da applicare in tutti i comuni delle provincie di Catanzaro, Cosenza e Reggio Calabria e dei circondari di Messina e di Castoreale, nonché in quelli del circondario di Patti.

Ancora ci fu il Regio Decreto del 29 Aprile 1915 n .573, che riguarda le norme tecniche ed igieniche da osservarsi per i lavori edilizi nelle località colpite dal terremoto del 13 gennaio 1915 in Provincia de L'Aquila, Ascoli, Campobasso, Caserta, Chieti, Perugia, Roma e Teramo.

In questi documenti ufficiali sono presenti sei titoli che riguardano rispettivamente nuove costruzioni, ricostruzioni, riparazioni, norme igieniche, sanzioni e disposizioni transitorie.

A partire dalle nuove costruzioni, nei tre decreti citati viene anzitutto esclusa l'edificabilità su siti inadatti come terreni paludosi, franosi, o atti a scoscendere, e sul confine fra terreni di natura o andamento diverso, o sopra un suolo a forte pendio, salvo quando si tratti di roccia compatta; nel quale ultimo caso è indispensabile realizzare uno o anche più piani orizzontali d'appoggio, eseguendo gli scavi necessari.

Per quanto riguarda le fondazioni queste quando è possibile, devono posare sulla roccia compatta, o sul terreno perfettamente consistente. In caso diverso si devono adottare i mezzi dell'arte del costruttore per ottenere una buona fondazione. Nel caso di edifici intelaiati o baraccati (strutture il cui legno rappresenta un'armatura interna in grado di resistere alle sollecitazioni sismiche) le costole montanti o i ritti dell'armatura (elementi strutturali verticali e/o di sostegno) devono essere infitti a perfetto incastro nella roccia, o in una platea generale armata, o essere collegati ad un robusto telaio di base formato con membrature rigide. Per gli edifici di muratura ordinaria si prescrive che le fondazioni debbano essere costituite da muri continui concatenati fra di loro.

Viene limitata l'altezza dei nuovi edifici, che non potrà superare i 10 m; i nuovi edifici, siano inferiormente cantinati o no, devono essere costruiti a non più di due piani, dei quali il terreno, avente il pavimento a livello del suolo, oppure sopraelevato sul medesimo non più di un metro e mezzo.

È possibile realizzare edifici di altezza superiore e con un numero di piani maggiori e con maggiore altezza ciascuno, in caso l'edificio sia posto in una specifica area isolata, previa autorizzazione del Consiglio dei Lavori Pubblici. Tali edifici non possono però mai essere destinati ad uso di alberghi, scuole, ospedali, caserme, carceri e simili, e nemmeno ad abitazione, salvo che per il personale necessario alla loro custodia e vigilanza. La loro altezza non può superare i 16 metri, a meno che la destinazione dell'edificio non richieda assolutamente altezza maggiore.

L'altezza dell'edificio ha una notevole influenza sulla resistenza ai moti sismici; è evidente che gli edifici più bassi presentano maggiori garanzie, e l'esperienza ha confermato questa osservazione.

Ulteriore limitazione è posta nei confronti della distanza tra le strutture portanti la quale sarà massimo pari a 5 m.

È imposta la regola d'arte nei lavori di costruzione ed inoltre è vietata la muratura a sacco, essendo questa soggetta maggiormente al fenomeno di “sbriciolamento” in occasione di sisma e vieta inoltre materiale fragile come la ghisa nella realizzazione di elementi come travi e colonne, che comporterebbero una rottura fragile e quindi più repentina e pericolosa.

Prescrizione molto importante è quella riguardante la struttura portante che dice *“Gli edifici debbono essere costruiti con sistemi tali da comprendere un'ossatura di membrature di legno, di ferro, di cemento armato, o di muratura armata, capaci di resistere contemporaneamente a sollecitazioni di compressione, trazione e taglio.”* nell'articolo n.7 per quanto riguarda il decreto regio del 1909; gli edifici devono cioè costituire un corpo saldamente collegato dalle fondazioni in su, in modo tale da garantirne la rigidezza e quindi la resistenza.

Viene anche specificato che il baricentro dell'edificio deve essere il più basso possibile; questa prescrizione viene dettata quindi ancora prima che nelle normative si parlasse di accelerazione del suolo e di periodo proprio di oscillazione dell'edificio. Nel 1912 l'articolo che riguarda questo aspetto è il n.8.

Mentre oggi si conosce il compromesso tra duttilità e resistenza e si tende a progettare edifici in zone sismiche facendo ricorso a metodi quali la gerarchia delle resistenze, in quanto è noto che strutture poco resistenti sono in grado di sopravvivere ad un sisma compensando con duttilità la mancanza di resistenza, gli edifici nella prima metà del 1900 ed anche oltre, puntavano molto sulla resistenza; la prescrizione del DR 1909 per quanto riguarda i mezzi di irrigidimento impone che ve ne siano adottati almeno uno tra i seguenti:

1. connessioni rigide delle membrature nei punti d'incrocio;
2. collegamenti diagonali o controventi;
3. riempimento o rivestimento di struttura tale da opporsi efficacemente alle deformazioni.

Per quanto riguarda i rivestimenti, veniva imposto l'utilizzo di materiali leggeri.

Infine in questo titolo vengono specificati i calcoli di stabilità e resistenza da considerare:

- le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sovraccarico, aumentate di una percentuale non specificata che rappresenti l'effetto delle vibrazioni sussultorie;

nel DR 1915 viene invece specificato che le azioni statiche da considerare sono quelle relative al peso proprio e al sovraccarico quando ha carattere fisso o di lunga permanenza, e la percentuale rappresentante le vibrazioni sussultorie viene dichiarata del 50 %;

- le azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni (lunghezza e larghezza) ed agenti in entrambi i sensi di ogni direzione. Anche qui perciò non vengono forniti dei valori specifici da adottare.

Viene aggiunto nel 1915 che i rapporti fra le forze orizzontali da introdurre convenzionalmente nei calcoli ed i corrispondenti pesi debbono essere uguali ad

- 1/8 per il piano terreno degli edifici che al piano di gronda non siano più alti di 10 m
- 1/6 per il piano superiore di detti edifici e per quelli di altezza maggiore.

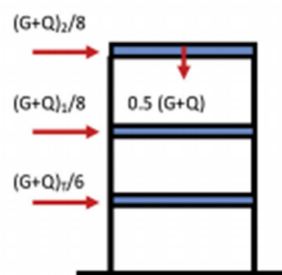


Figura 4-1

Come è facile evincere da quanto detto fino ad ora, le prime norme sismiche, emanate a seguito del terremoto di Messina e Reggio Calabria del 1908, contenevano prescrizioni molto importanti sulla progettazione in zona sismica dal punto di vista geometrico, strutturale ed urbanistico, ma non fornivano indicazioni su come valutare gli effetti delle azioni sismiche.

Fu il Decreto Legge Luogotenenziale 5 novembre 1916 n. 1526 a quantificare le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio: gli effetti dovuti al sisma venivano simulati, in maniera grossolana, mediante l'applicazione di forze orizzontali pari al 16,6% del peso al primo piano e al 12,5% ai piani superiori.

Nel Regio Decreto n.2089 del 23 Ottobre 1924 viene ancora specificato che “non saranno da considerarsi come agenti contemporaneamente le scosse sussultorie e le scosse ondulatorie” e quindi che le azioni orizzontali e verticali non agiscano contemporaneamente.

Seguono poi il Regio Decreto n.1099 del 23 Ottobre 1925 a seguito del terremoto che colpì Ancona e Perugia nonché il Regio Decreto n.705 del 3 Aprile 1926 successivo al terremoto che riguardò invece Siena e Grosseto; in questo decreto venivano date perlopiù numerose limitazioni di carattere geometrico non dissimili dalle precedenti riguardanti i decreti già citati ed introduceva le categorie sismiche.

Se al giorno d'oggi la classificazione sismica italiana consiste nell'aver assegnato ad ogni punto del territorio una determinata PGA (accelerazione di picco del terreno) in funzione di un valore probabilistico, la classificazione dell'epoca era svolta semplicemente "inseguendo i terremoti", ossia come si è evinto venivano dichiarate zone sismiche quelle località colpite da terremoti. Tutti i territori colpiti dai terremoti distruttivi avvenuti prima del 1908 (la maggior parte delle zone sismiche d'Italia) non erano classificati come sismici e, pertanto, per un lungo periodo di tempo non vi fu obbligo di costruire secondo la normativa sismica, se non a seguito di specifici provvedimenti per la ricostruzione post-calamità; in questo modo si è accumulato un enorme deficit di protezione antisismica.



Figura 4-2

Con il Regio Decreto n. 431 del 1927 vennero introdotte due categorie sismiche (I e II) a differente pericolosità, come riporta il documento stesso nell'articolo n.2 *“in relazione al loro grado di sismicità, ed alla loro costituzione geologica”* e la conseguente applicazione di diverse forze sismiche in ciascuna di esse.

In tale decreto regio, che è strutturato negli stessi titoli dei decreti precedenti, le prescrizioni sono differenziate in base alla categoria sismica di appartenenza, risultando più o meno precauzionali rispettivamente.

La novità riguarda la prescrizione relativa alla dimensione minima dei pilastri in cemento armato che

viene fissata a 30x30 cm nell' art.28 che riguarda i calcoli di stabilità da eseguire per quanto riguarda gli edifici appartenenti alla II categoria.

L'elenco dei Comuni appartenenti alle rispettive categorie fu pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del Regno d'Italia nel 7 Giugno del 1930.

Il Regio Decreto n. 640 del 1935 rappresentò per diversi aspetti un deciso passo avanti, con l'emanazione di specifiche direttive tecniche. Viene specificato nuovamente che i Comuni terremotati devono rispettare le norme relative alla categoria di appartenenza e che tutti indistintamente i Comuni del Regno devono osservare le norme di buona costruzione. Tali norme rispetto alle precedenti riportano aggiornamenti più specifici:

per quanto riguarda le fondazioni *“quando non si possa raggiungere il terreno compatto e si debba fabbricare su terreni di riporto recente o comunque sciolti, si debbono adottare i mezzi dell'arte del costruire per ottenere un solido appoggio delle fondazioni, oppure, eventualmente, queste debbono essere costituite da una platea generale”* vengono presi maggiori provvedimenti cautelativi quali *“nello stabilire il numero e lo spessore dei muri portanti, si deve tener conto, nei calcoli, anche dell'azione del vento”*.

Segue la prescrizione di eseguire cordoli sui muri in corrispondenza di ogni ripiano e al piano di gronda.

Viene altresì imposto il divieto di eseguire miglioramenti, lavori di riparazione e di grande manutenzione ad edifici non rispondenti per strutture, altezza o larghezza delle vie ai regolamenti edilizi vigenti, a meno che non si tratti di fabbricati di eccezionale importanza artistica, storica, archeologica.

Si impose l'obbligo per i Comuni di predisporre regolamenti edilizi specifici per il loro territorio. Alcune di tali direttive riguardavano la limitazione delle altezze degli edifici in funzione della larghezza delle strade e l'innalzamento delle altezze massime permesse in seconda categoria a 20 m ed in prima categoria a 16 m anziché i 10 m specificati nelle normative precedenti in funzione delle tecnologie costruttive nel frattempo avanzate.

Ulteriori direttive vengono fornite circa il dimensionamento delle strutture in cemento armato.

Per quanto riguarda i calcoli di stabilità per gli edifici appartenenti alla prima categoria, sulle strutture resistenti dell'edificio si considerano agenti il peso proprio delle varie parti ed il sovraccarico accidentale, distribuito in modo da produrre le maggiori sollecitazioni, ma questi carichi saranno aumentati del 40% in modo tale da tener conto dell'accelerazione sismica dipendente dal moto sussultorio; vanno inoltre considerate le forze orizzontali applicate alle masse delle varie parti dell'edificio dipendenti dalle accelerazioni sismiche ad esso trasmesse dal moto ondulatorio e queste ultime vanno considerate agenti in entrambi i sensi. il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0,10, qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero dei piani.

per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato ad $1/3$ di quello massimo assunto per il calcolo delle singole strutture, sempre che il carico totale così considerato non risulti inferiore a $2/3$ della somma del peso permanente e del carico accidentale massimo, nel quale caso si deve considerare nel calcolo quest'ultimo valore. Come era già stato specificato nei decreti precedenti nei calcoli non sono da considerarsi come agenti contemporaneamente le scosse sussultorie e le scosse ondulatorie.

Compare successivamente la prescrizione di considerare il comportamento globale delle strutture a telaio secondo la teoria dei sistemi iperstatici elastici. Nel calcolo dei telai multipli è ammesso tuttavia trascurare le deformazioni derivanti dalle sollecitazioni al taglio e dalle sollecitazioni assiali.

il calcolo normale dei telai è quello che prescinde dagli aumenti di rigidezza derivanti dai muri trasversali; nel caso però di edifici muniti di telai irrigiditi mediante diagonali metalliche o di cemento armato, o da robuste pareti di mattoni pieni e malta cementizia, quando questi telai irrigiditi si trovino a distanza non superiore ai 15 metri, è ammesso per i telai intermedi (a maglie quadrangolari) il calcolo approssimato delle forze orizzontali ridotte del 50% rispetto a quelle come sopra determinate; in tal caso però i telai maggiormente rigidi debbono essere verificati come mensole incastrate alla base sotto l'azione delle forze orizzontali corrispondenti al loro scomparto e del 50% di quelle dei telai intermedi non considerate nel calcolo di questi ultimi.

Quello che cambia negli edifici appartenenti alla seconda categoria è che i carichi verticali debbono essere aumentati del 25% per tenere conto dell'accelerazione sismica dipendente dal moto sussultorio e che il rapporto tra le forze orizzontali ed i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 37%, qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero dei piani.

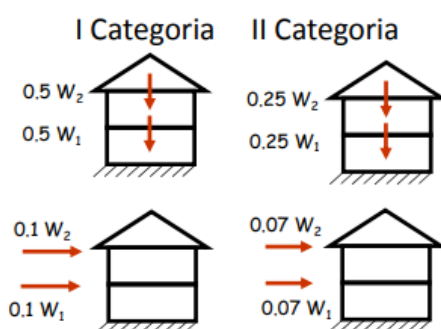


Figura 4-3

La fondamentale novità è quindi l'introduzione di un coefficiente di riduzione per i sovraccarichi.

Infine fu emanato il Regio Decreto n. 2105 del 1937 che portò ad una riduzione delle azioni sismiche sulle strutture. In particolare per le zone appartenenti alla prima categoria le forze verticali sono ridotte dal 50% al 40% e quelle appartenenti alla prima categoria dal 37% al 22%; i carichi accidentali invece sono ridotti ad 1/3 del valore nominale mentre le forze sismiche orizzontali sono fissate a 10% per la prima categoria ed al 7% per quanto riguarda la seconda.

.Nei successivi decenni, normative, metodi analitici e strumenti di calcolo si sono evoluti, arrivando a metodologie sempre più raffinate di progettazione e di valutazione sismica delle strutture.

Come riportato al paragrafo 2.3 della NTC18 per la valutazione della sicurezza viene utilizzato il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la capacità di progetto R_d in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale e il valore di progetto della domanda E_d .

La resistenza è funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate, mentre la domanda è in funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate. La verifica di sicurezza è dunque espressa dall'equazione formale $R_d \geq E_d$

4.2 Tipologie di analisi sismiche nella normativa odierna

L'attuale normativa italiana NTC18 divide le tipologie di analisi in:

I ANALISI LINEARI

1. Analisi statica lineare: la struttura è considerata come un sistema elastico lineare e l'azione sismica è un sistema di forze statiche applicate in prossimità di ogni impalcato nel proprio centro di massa;
2. Analisi dinamica lineare: la struttura è considerata in campo elastico e vengono determinati i modi di vibrare della struttura;

II ANALISI NON LINEARI

1. Analisi statica non lineare (PUSHOVER): la struttura non più considerata in campo elastico, viene sottoposta ai carichi gravitazionali ed ad un sistema di forze orizzontali che verranno incrementate monotonamente finché non si arriva al collasso;
2. Analisi dinamica non lineare: la risposta sismica viene determinata attraverso l'integrazione delle equazioni del moto. È questa una tipologia di analisi molto complessa per un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) sia per quanto riguarda l'onere computazionale che per quanto riguarda la determinazione di alcuni parametri che descrivono il comportamento dei materiali nelle zone di plasticizzazione e che vanno ad influenzare la risposta della struttura in maniera considerevole.

Nella progettazione di una struttura a nuovo è prassi utilizzare un approccio lineare, in cui si valutano le azioni sulla base dell'individuazione delle prestazioni attese della struttura stessa.

In questo incide la scelta del fattore di struttura q che descrive la capacità della struttura di dissipare l'azione sismica attraverso il suo danneggiamento: maggiore è il fattore di struttura e maggiore sarà il danneggiamento strutturale. Quindi le forze sismiche verranno scalate in base a questo fattore.

Le prestazioni attese saranno garantite dal rispetto delle prescrizioni geometriche, di armatura e di gerarchia delle resistenze.

Nel caso di verifica di una struttura esistente risalente alla prima metà dello scorso secolo quale lo Stadio Olimpico, non ci si può aspettare il rispetto di tali prescrizioni. Risulta così conveniente ricorrere ad una analisi di tipo non lineare, la quale permette di stimare tale fattore di struttura q^* , che ne fa in questo caso il punto di forza rispetto ad un'analisi di tipo lineare.

5 Analisi statica non lineare PUSHOVER

Questa è una procedura di analisi permette di ottenere una stima molto più affidabile e realistica rispetto alle analisi lineari attraverso la determinazione di un legame forza spostamento detto curva di capacità.

È una tecnica di soluzione incrementale ed iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura, alla quale sono applicate forze o spostamenti prestabiliti in modo incrementale monotono. La struttura viene quindi “spinta” finché essa crolla raggiungendo la sua capacità deformativa ultima oppure raggiunge un valore di spostamento massimo prefissato.

L’analisi pushover risulta facilmente comprensibile nel caso di sistema ad un grado di libertà SDOF idealizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento di massa trascurabile e rigidezza k collegato ad un elemento che è responsabile dello smorzamento. In questo caso la configurazione deformata può essere individuata con lo spostamento relativo D della massa. Quindi l’analisi consiste nell’applicare alla massa uno spostamento $D = \alpha * d$ o una forza $F = \beta * f$ incrementata gradualmente nella direzione dell’unico grado di libertà disponibile.

Il comportamento del sistema è descritto dal legame forza V_b (taglio alla base) - spostamento D .



Figura 5-1 Sistema SDOF

Nel caso di sistemi a molti gradi di libertà MDOF la struttura viene spinta applicando un profilo di forze o spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano.

Si capisce dunque che questa procedura è una semplificazione rispetto a quello che è il reale evento sismico che colpisce la struttura, motivo per il quale vengono effettuate delle ipotesi applicative:

- Si prescinde dagli effetti dovuti alla ciclicità delle azioni dal momento in cui la risposta sismica si ottiene applicando staticamente un profilo laterale di forze crescenti;
- Si esegue un'analisi applicando un profilo di forze triangolare, proporzionale al primo modo, ed una seconda analisi impiegando un profilo uniforme, proporzionale alle masse di piano. Questo perché il profilo effettivo delle forze laterali da applicare dovrebbe essere proporzionale all'andamento delle forze di richiamo interne dovute all'evento sismico, quindi in genere si considerano proporzionali all'autovettore associato al primo modo di vibrare della struttura; però l'autovettore dipende dalla matrice di rigidezza elastica e si capisce bene che durante l'evento sismico la matrice di rigidezza non rimane una costante a fronte del danneggiamento. Quindi l'incertezza dovuta a questo aspetto viene fronteggiata dalla doppia analisi, sapendo che la soluzione corretta sarà compresa tra questi due casi;
- La risposta che si ottiene mediante analisi di pushover su un sistema MDOF deve poter essere riconducibile ad un sistema SDOF, perché per la valutazione della richiesta di spostamento si fa ricorso agli spettri di risposta, che sono definiti per sistemi SDOF.

5.1 Modifiche nel modello strutturale

Al fine di eseguire l'analisi per individuare la vulnerabilità sismica dello Stadio Olimpico, si è reso necessario apportare alcune modifiche al modello strutturale utilizzato nella precedente fase di analisi statica.

Nel modello di partenza, al di sotto di ogni plinto è collocato un sotto-plinto non armato di forma rettangolare e per ognuno di essi si è modellata la reazione del terreno andando a liberare la traslazione verticale del vincolo strutturale di base e collocando apposite molle di adeguata rigidità, che però sono in questa fase rimosse.

La tipologia di analisi prescelta si propone di considerare la risposta non lineare della struttura, e per ottenere questo la non-linearità dei materiali e delle sezioni è ottenuta modellando le zone in cui si prevede si concentri il maggior accumulo di danneggiamento e quindi la plasticizzazione mediante opportune cerniere plastiche.

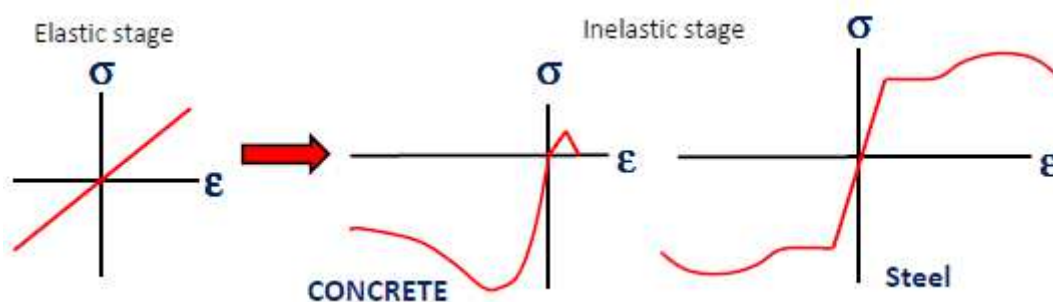


Figura 5-2 Non linearità dei materiali

Individuare l'esatta posizione in cui inserire le cerniere è stato un processo iterativo poiché la struttura in oggetto presenta regolarità in pianta, ma non ne presenta per il suo sviluppo in altezza, motivo per il quale l'individuazione della posizione corretta delle cerniere non è affatto intuitiva.

Si è scelto di adoperare la tecnica della plasticizzazione diffusa, che nel programma SAP2000 permette di modellare le cosiddette cerniere a fibre.

Le cerniere plastiche a fibre (fiber section model) sono cerniere plastiche che lavorano contemporaneamente in interazione tra lo sforzo normale P ed i due momenti flettenti M_2 ed M_3 , siano essi semplici o deviati.

La sezione viene scomposta in un aggregato di fibre di calcestruzzo, ognuna delle quali avente area pari alla sua posizione spettante, e di fibre di acciaio corrispondente a ciascuna armatura come è possibile vedere nella figura seguente.

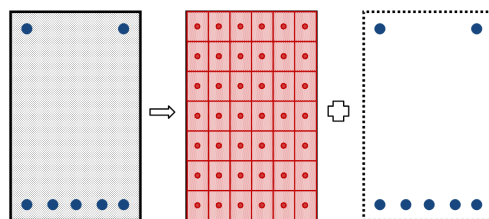


Figura 5-3 Esempio di discretizzazione della sezione in fibre di calcestruzzo ed acciaio

Con questa schematizzazione è possibile parametrizzare qualsiasi sezione in automatico senza limite di forma o armatura.

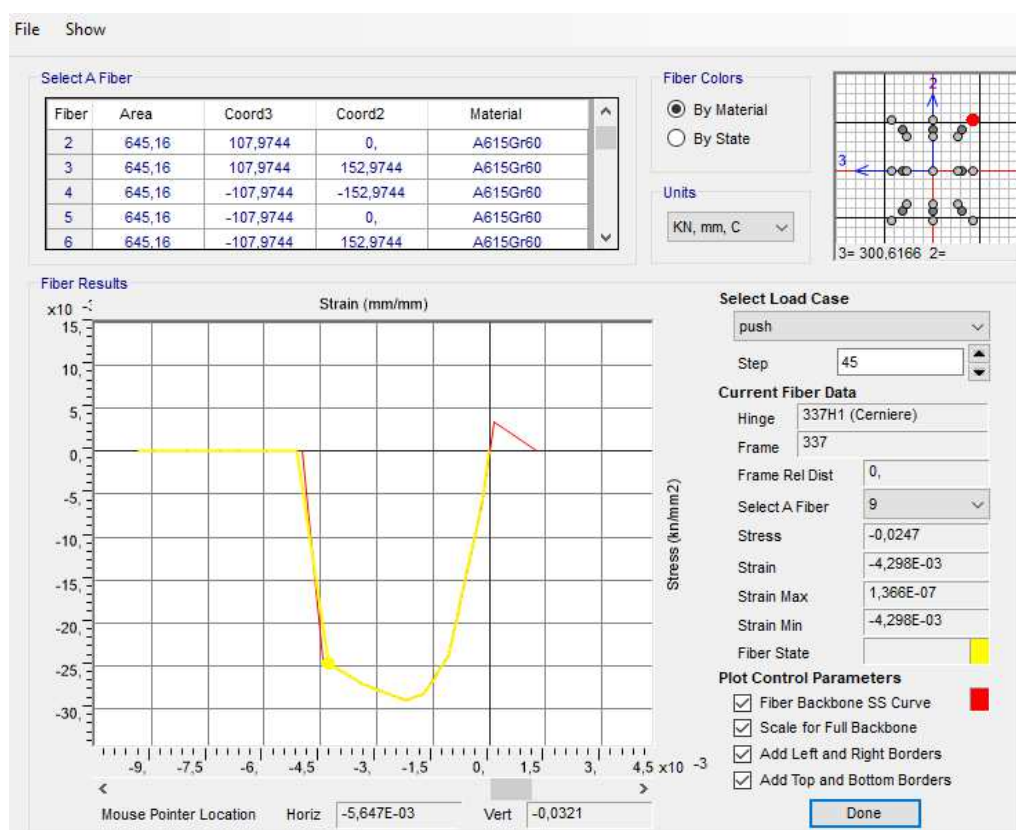


Figura 5-4 Esempio di monitoraggio di una fibra di calcestruzzo

Le possibili posizioni in cui può avvenire la formazione delle cerniere plastiche corrispondono generalmente all'estremità di ogni elemento strutturale per cui si è proceduto ad applicare le suddette cerniere in corrispondenza della fine e dell'inizio degli elementi trave e colonna che compongono il modello.

Nella Normativa sono previsti tre livelli di conoscenza per le strutture esistenti: limitata, adeguata ed accurata. La scelta di un livello di conoscenza piuttosto che un altro comporta la variazione della riduzione di resistenza da applicare: un alto livello di conoscenza comporta una bassa riduzione di resistenza.

Il livello di conoscenza dipende dalle informazioni sulla struttura in nostro possesso, che come è possibile leggere in tabella derivano anche dalla pratica costruttiva dell'epoca a cui risale l'edificio e da quelle che andremo a reperire grazie alla pianificazione di una campagna di indagini in situ.

Quindi un'ulteriore modifica nel modello strutturale è dovuta all'aver assunto un livello di conoscenza 2 che, come è possibile vedere nella seguente tabella, corrisponde ad avere un fattore di confidenza pari ad 1,2. Questo comporta che le resistenze dei materiali sono state ridotte di tale fattore a favore di sicurezza.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella 5.1.1 Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza

5.2 Analisi modale introduttiva

Per procedere con l'analisi pushover è necessario individuare i modi di vibrare della struttura in quanto si assume che il campo degli spostamenti del sistema MDOF possa essere ben approssimato dal primo autovettore ϕ_1 , a patto che il primo modo di vibrare abbia una massa partecipante superiore al 75%.

Quindi si procede con l'eseguire un'analisi modale sulla struttura per poter individuare i modi proprio di vibrare, e per ciascuno di essi il periodo proprio associato nonché la massa partecipante.

Il numero di modi di vibrare di una regolare struttura tridimensionale corrisponde al numero di impalcati moltiplicati per il numero di gradi di libertà di ciascun piano e quindi quello rotazionale ed i due traslazionali. Tuttavia lo Stadio Olimpico, come già detto, risulta essere una struttura molto irregolare in altezza, motivo per il quale il suo comportamento dinamico risulta più atipico.

Per l'analisi modale è stata considerata la seguente combinazione delle azioni come prescritto al paragrafo 2.5.3. della normativa NTC18:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Considerando quindi i carichi permanenti e permanenti portati ed il carico folla moltiplicato per il coefficiente 0,6 poiché tutti gli altri carichi variabili si annullano come indicato nella seguente tabella:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Tabella 5.2.1 Valori dei coefficienti di combinazione

Si riportano di seguito i risultati relativi ai tre modi principali:

	T[s]	massa partecipante lungo x [%]	massa partecipante lungo y [%]	massa partecipante lungo z [%]
Modo1	0,7	0	78	0
Modo3	0,3	86	0	0
Modo5	0,04	0	0	36

Tabella 5.2.2 Periodo e massa partecipante dei tre principali modi di vibrare

Si riportano di seguito le principali forme modali ottenute:

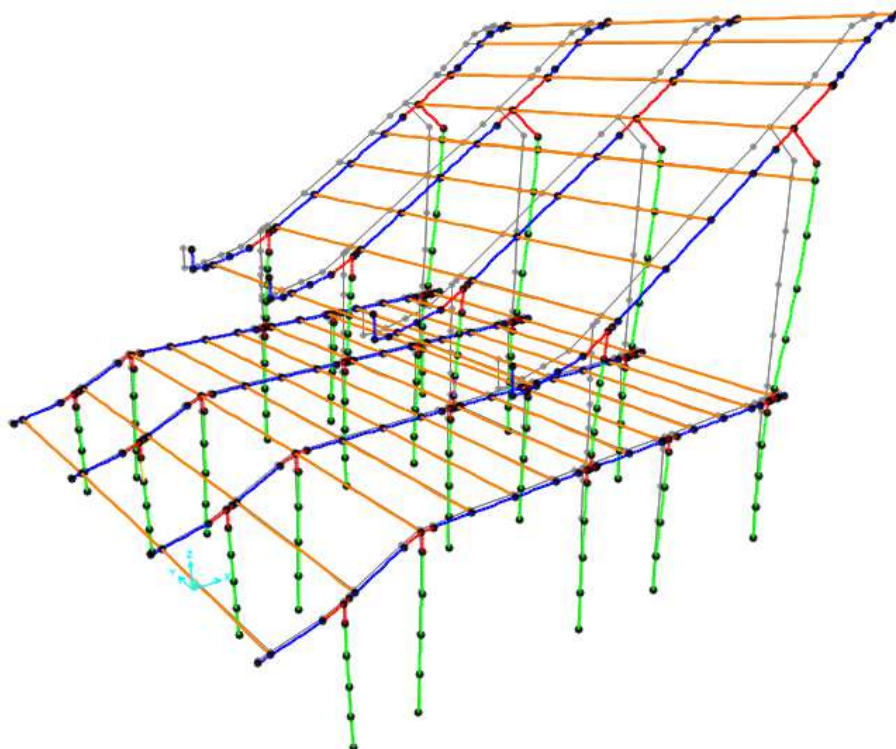


Figura 5-5 Modo 1

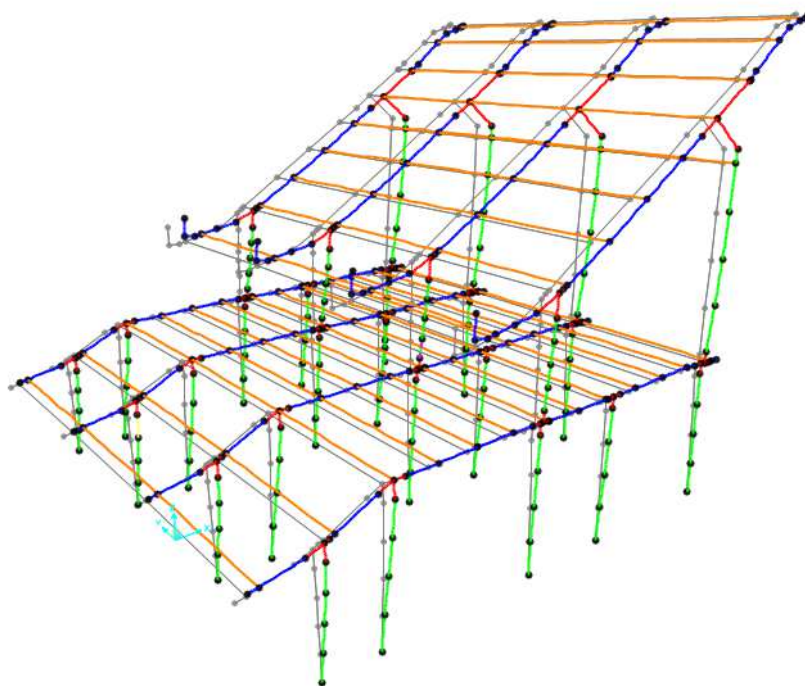


Figura 5-6 Modo 3

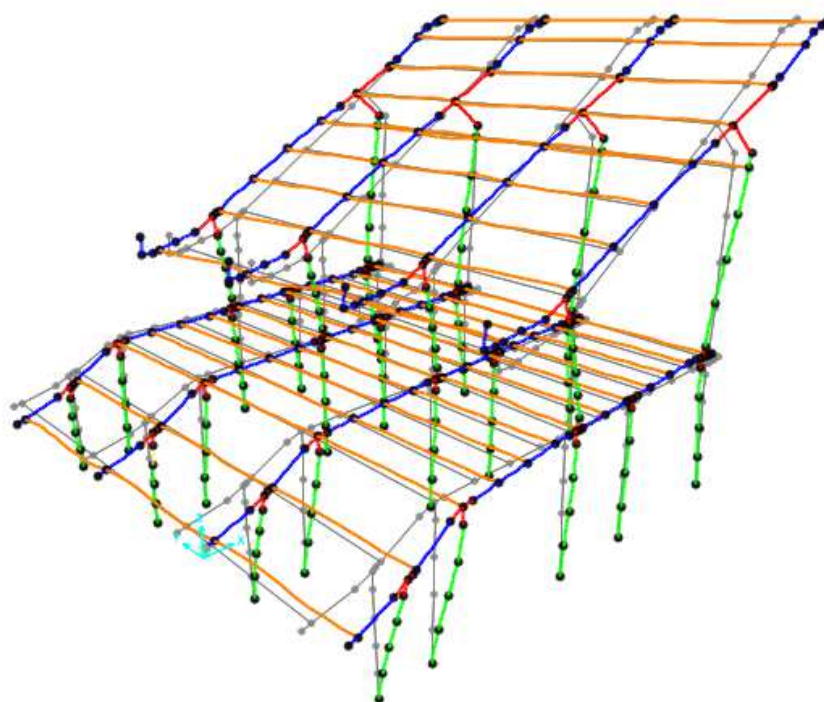


Figura 5-7 Modo 5

5.3 Direzione y circonferenziale

Come già accennato ad inizio capitolo, in via teorica il profilo delle forze laterali da applicare alla struttura dovrebbe essere proporzionale all'andamento delle forze di richiamo interne per effetto del moto sismico e si assume perciò che le forze di richiamo siano proporzionali all'autovettore associato al primo modo, motivo per il quale questo deve presentare un'alta massa partecipante.

Nel caso della direzione circonferenziale la percentuale di massa partecipante relativa al primo modo è pari all'86%.

Se fosse stato considerato un edificio regolare in cui ogni piano avesse presentato la stessa massa, la procedura sarebbe stata quella di applicare delle forze ottenute moltiplicando il primo autovettore normalizzato per la massa di ciascun impalcato.

Nel nostro caso invece è presente un solaio orizzontale ed una tribuna inclinata, motivo per il quale per quest'ultima si è deciso di applicare una parte della forza in corrispondenza della testa del pilastro più alto e l'altra parte della forza in corrispondenza della testa del pilastro più corto.

Dall'analisi modale è stato ricavato il seguente autovettore ϕ :

$$\phi = \begin{bmatrix} 0,008879 \\ 0,006474 \\ 0,002142 \end{bmatrix}$$

Che viene poi normalizzato:

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,729136 \\ 0,241187 \end{bmatrix}$$

Per ottenere le forze da applicare si considerano i seguenti pesi:

$$P = \begin{bmatrix} 116 \text{ ton} \\ 74 \text{ ton} \\ 194 \text{ ton} \end{bmatrix}$$

Moltiplicando l'autovettore normalizzato per i pesi dei relativi impalcati otteniamo quello che è il profilo di forze triangolari e quindi proporzionale al primo autovettore.

Essendo però gli autovettori proporzionali alla matrice di rigidezza elastica e cambiando questa con l'aumentare del danneggiamento si sceglie di eseguire la doppia analisi: prima impiegando un profilo di forze laterali proporzionale al primo modo e poi impiegando un profilo di forze proporzionale alle masse di piano. Si otterrebbe un profilo uniforme nel caso di un edificio regolare.

Si ottengono così due curve di capacità:

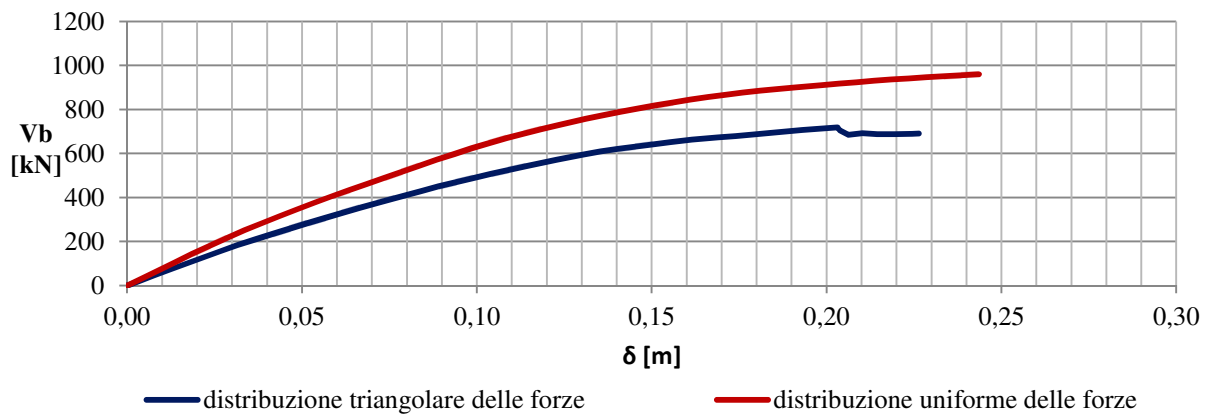


Figura 5-8 Curve di capacità

Queste sono le risposte relative al sistema MDOF, si procede adesso alla riconduzione di queste curve di capacità a quelle di un sistema SDOF equivalente.

Questo può essere fatto dividendo lo spostamento ed il taglio alla base per il coefficiente di partecipazione.

$$\Gamma_1 = \frac{\Phi_N^T M}{\Phi_N^T * M * \Phi_N}$$

Nel nostro caso si ottiene un coefficiente di partecipazione pari ad 1,3.

Si procede dunque a ridurre le curve di capacità di tale fattore ottenendo le seguenti:

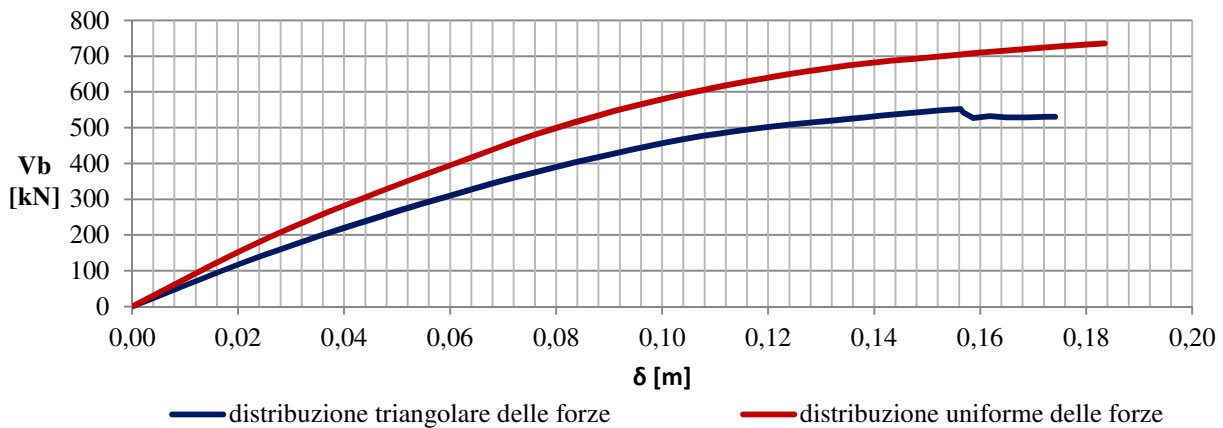


Figura 5-9 Curve di capacità del sistema SDOF equivalente

Il passo successivo è quello di trasformare ciascuna delle due curve in una bilatera equivalente. Per eseguire questo passaggio il criterio scelto è quello definito dalla NTC18 per cui il ramo incrudente della bilatera sarà una retta avente origine negli assi e passante per il punto della curva originaria con un valore di $0,6 F_{bu}^*$, dove quest'ultimo è il valore massimo che la forza raggiunge nell'ultima curva di capacità ricavata. Il ginocchio della bilatera viene individuato in modo tale che l'area sottesa dalla curva di capacità e l'area sottesa dalla bilatera sia uguale.

Se la curva di capacità presenta un ramo post picco decrescente, tale ramo può essere considerato sino ad una riduzione del -15% del taglio massimo F_{bu}^* .

Si riportano dunque le seguenti bilatere così ottenute:

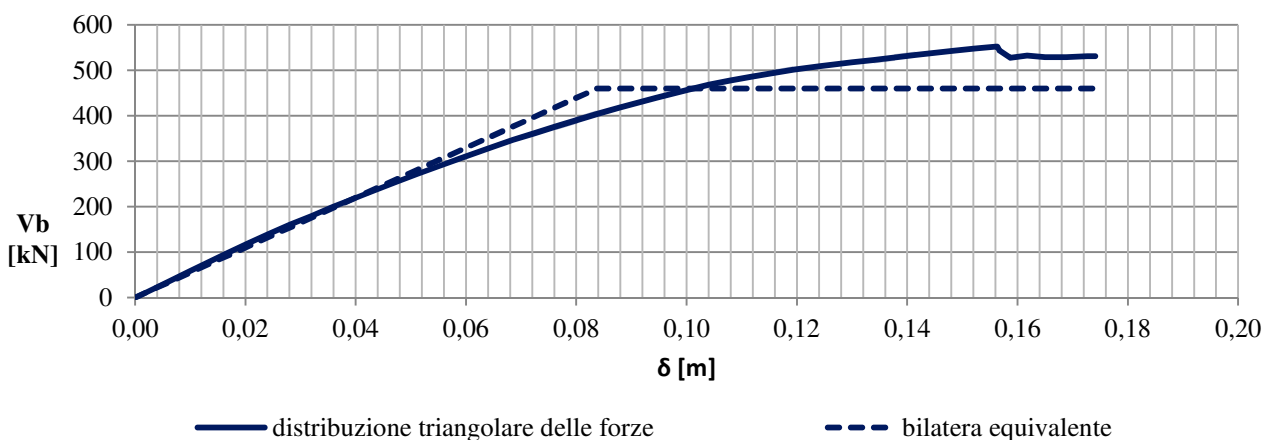


Figura 5-10 Bilatera equivalente relativa alla distribuzione triangolare delle forze

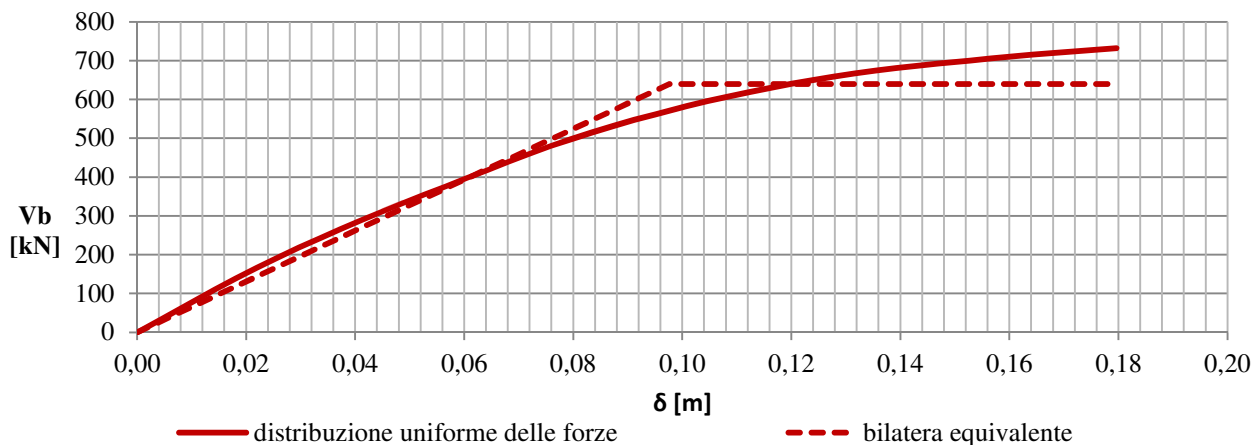


Figura 5-11 Bilatera equivalente relativa alla distribuzione uniforme delle forze

Una volta individuate le bilatere che descrivono il comportamento del sistema SDOF equivalente si possono ricavare le grandezze che lo caratterizzano come specificato al paragrafo 7.3.6 della Circolare 2019 e che si riportano in maniera esplicativa nella figura sottostante.

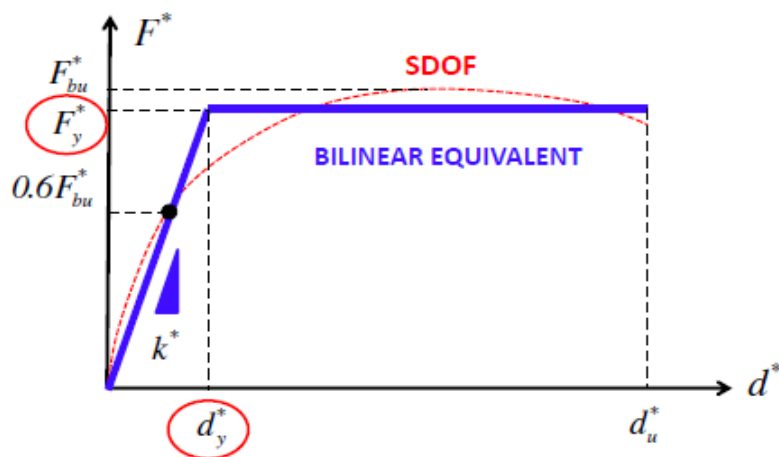


Figura 5-12 Grandezze caratterizzanti il sistema SDOF equivalente

La rigidezza k^* del sistema SDOF associato è data dal rapporto tra la forza in corrispondenza della quale si ha lo snervamento della bilineare e lo spostamento associato:

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

La massa del sistema SDOF equivalente potrà essere determinata come:

$$m^* = \Phi_1^T * M = \sum_{i=1}^n \varphi_i m_i$$

Infine il periodo associato al sistema SDOF equivalente sarà:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

	Distribuzione triangolare	Distribuzione uniforme
m* [ton]	267	267
F_y*[kN]	475	640
d_y*[m]	0,08375	0,09763
T*[s]	0,74	0,73

Tabella 5.3.1 Risultati SDOF equivalente in direzione y

5.4 Direzione x radiale

La procedura seguita per condurre l'analisi pushover nella direzione radiale è analoga a quella seguita per la direzione circonferenziale. Il modo radiale non risulta essere quello predominante, infatti presenta una massa partecipante pari al 78%.

Dall'analisi modale è stato ricavato il seguente autovettore ϕ :

$$\phi = \begin{bmatrix} 0,008093 \\ 0,007412 \\ 0,003537 \end{bmatrix}$$

Che viene poi normalizzato:

$$\phi_N = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,915853 \\ 0,437044 \end{bmatrix}$$

Per ottenere le forze da applicare si considerano i seguenti pesi:

$$P = \begin{bmatrix} 116 \text{ ton} \\ 74 \text{ ton} \\ 194 \text{ ton} \end{bmatrix}$$

Moltiplicando l'autovettore normalizzato per i pesi si ottiene la distribuzione di forze triangolare da applicare alla struttura mentre per quanto riguarda la distribuzione uniforme questa viene a coincidere con il vettore dei pesi.

Si ottengono dunque le seguenti curve di capacità per il sistema MDOF di partenza:

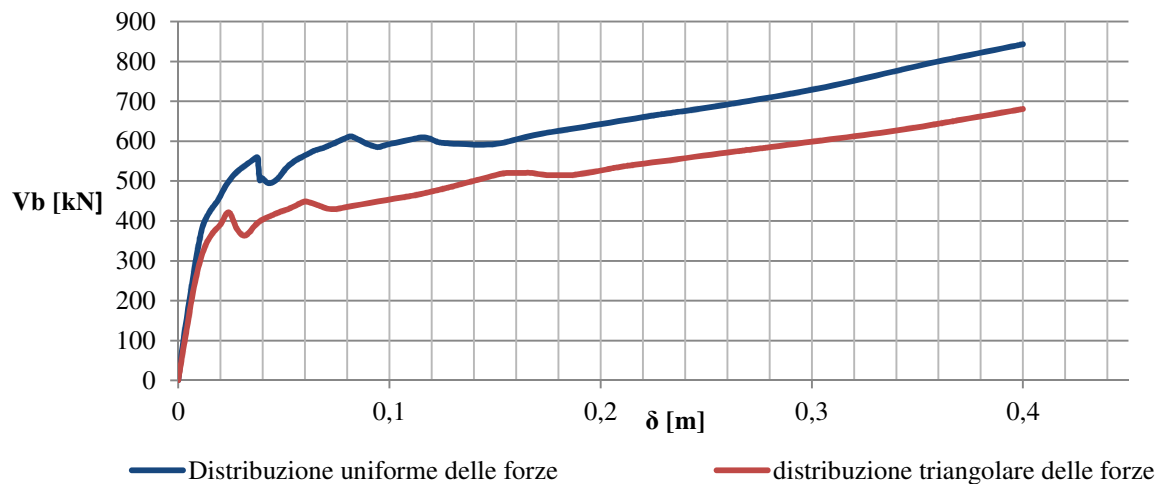


Figura 5-13 Curve di capacità relative al sistema MDOF

Il sistema MDOF viene convertito in un sistema SDOF equivalente andando a dividere il taglio alla base V_b e lo spostamento δ per il coefficiente di partecipazione del modo di vibrare, che in questo secondo caso risulta essere pari a 1,25.

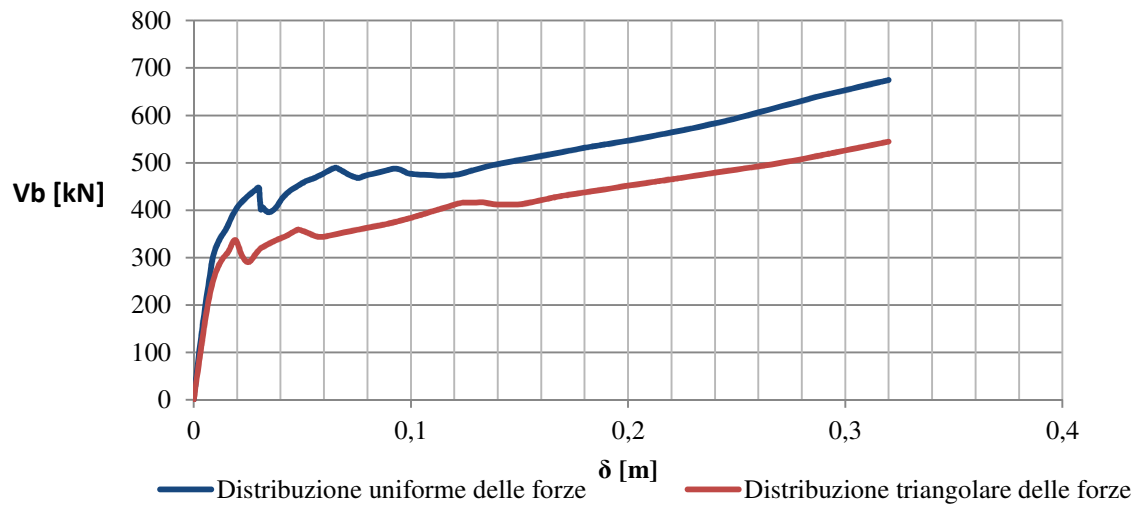


Figura 5-14 Curve di capacità sistema SDOF equivalente

Si è poi ricavata la bilatera equivalente per entrambe le curve di capacità del sistema SDOF equivalente ottenute:

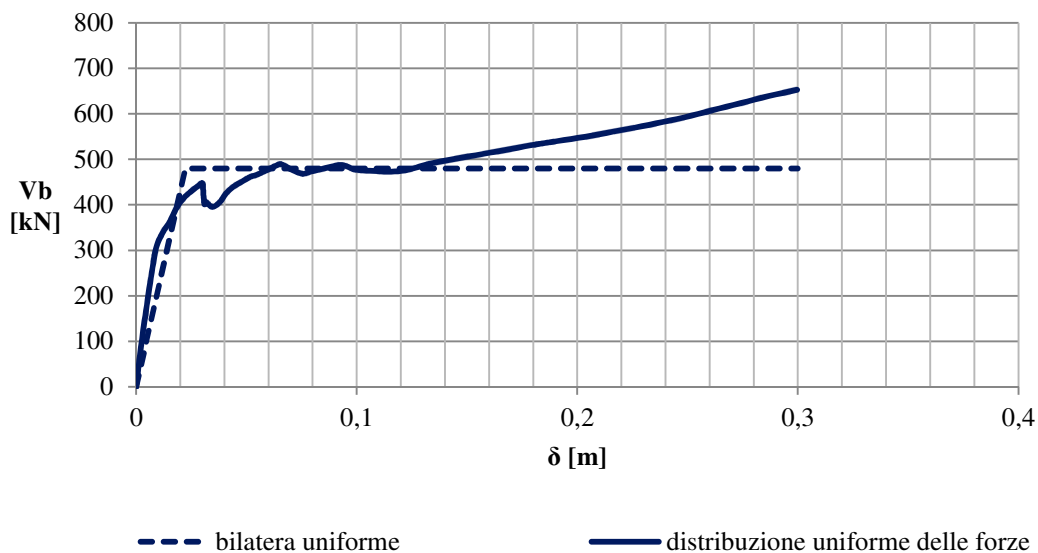


Figura 5-15 Bilatera equivalente per la distribuzione uniforme delle forze

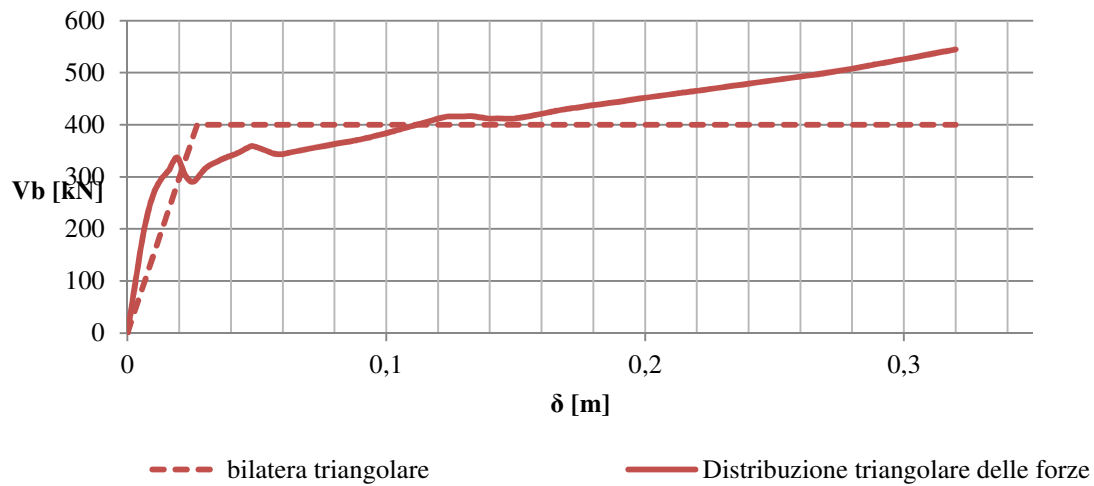


Figura 5-16 Bilatera equivalente per la distribuzione triangolare delle forze

Si ottengono quindi i seguenti risultati:

	Distribuzione triangolare	Distribuzione uniforme
m* [ton]	267	267
F_y* [kN]	400	480
d_y* [m]	0,03	0,02
T* [s]	0,84	0,7

Tabella 5.4.1 Risultati SDOF equivalente direzione x

5.5 Spettri di risposta

Lo spettro di risposta è uno strumento di cui ci andiamo a servire per valutare le azioni sismiche di progetto, per poi valutare il rispetto o meno degli stati limite.

Al paragrafo 3.2.3.5. della NTC18 è indicato che qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata

Come specificato al paragrafo 3.2 della NTC18 le azioni sismiche di progetto sono valutate a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

Le forme spettrali, recita la normativa in suddetto paragrafo, sono definite per ciascuna probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Questi parametri variano in funzione delle coordinate del sito considerato e del periodo di ritorno dell'azione sismica.

Lo Stadio Olimpico Grande Torino è situato alle coordinate:

- Longitudine: 7,65066
- Latitudine 45,04137

Il periodo di ritorno del sisma è determinato mediante la relazione 3.2.0:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Dove $V_R = V_n * c_u$ cioè la vita nominale per il coefficiente di utilizzo. Quest'ultimo può essere determinato una volta stabilita la classe d'uso della struttura in esame.

Si può capire facilmente che lo Stadio Olimpico appartiene alla classe d'uso III che come riportato al paragrafo 2.4.2 in NTC18 riguarda *“Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso”*

Come è possibile vedere dalla seguente tabella riportata in normativa ad una classe d'uso III corrisponde un coefficiente c_u pari a 1,5.

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

Tabella 5.5.1 coefficienti d'uso

Al fine di individuare la vita di riferimento V_R non resta che determinare la vita nominale V_N . Come è possibile vedere nella seguente tabella riportata al paragrafo 2.4.1, per opere ordinarie la vita di riferimento deve risultare maggiore di 50 anni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 5.5.2 Vita nominale

Scegliendo quindi un valore di V_N pari a 50 anni, si ottiene infine $V_R = 75$ anni.

La probabilità di superamento varia in funzione dello stato limite considerato come riportato nella seguente tabella da normativa:

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 5.5.3 Probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato

In particolare si fa riferimento allo stato limite di collasso SLC “a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali”.

Si procede nella costruzione dello spettro con l’individuazione della categoria di sottosuolo che ci riguarda. NTC18 permette l’utilizzo di un approccio semplificato di classificazione qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano riconducibili alle categorie definite nella seguente tabella:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 5.5.4

Con riferimento alla banca dati geotecnica del Piemonte (ARPA Piemonte) si può osservare che il terreno di interesse è costituito prevalentemente da sabbia e limo, motivo per il quale si ricade nella classe C. Il territorio Torinese presenta inoltre un andamento pianeggiante, motivo per il quale si assegna alla struttura una condizione topografica T1 come dimostrato dalla seguente:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 5.5.5 Condizioni topografiche

Un ulteriore parametro da definire è il fattore di struttura q che deve essere applicato per ciascuna direzione dell'azione sismica. Tale fattore dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati prendendo in conto la non linearità dei materiali. Esso può essere calcolato come segue:

$$q = q_0 * KR$$

Il valore q_0 è il valore base del fattore di struttura ed è funzione di numerose caratteristiche proprie della struttura e per tale ragione risulta necessario classificare opportunamente il comportamento dello stadio. Nella NTC18 si parla di una classificazione in base alle capacità dissipative strutturali nonché la propensione dell'edificio ad arrivare a rottura mediante comportamento duttile piuttosto che fragile. Al fine di ottenere una buona duttilità bisognerebbe far ricorso, in fase di progetto, alla procedura della gerarchia delle resistenze. Potendo facilmente ipotizzare che quest'ultima non fosse in uso ai tempi della progettazione dello stadio, è opportuno classificarlo con una classe di duttilità bassa $CD"B"$. Un altro criterio base delle costruzioni è la regolarità strutturale ossia compattezza, simmetria ed uniformità capaci di garantire un comportamento prevedibile all'azione sismica. Lo stadio Olimpico risulta essere un edificio regolare in pianta ma non in altezza e dunque il fattore KR assume un valore pari a 0,8. Il valore di q_0 dipende principalmente dal tipo di struttura in esame tra le 5 proposte dalla normativa ma dato che lo stadio non rientra in nessuna di queste tipologie si assegna un valore di base di 1,25.

Il fattore di struttura q ipotizzato risulta dunque unitario.

Si ottengono così gli spettri di risposta riportati di seguito:

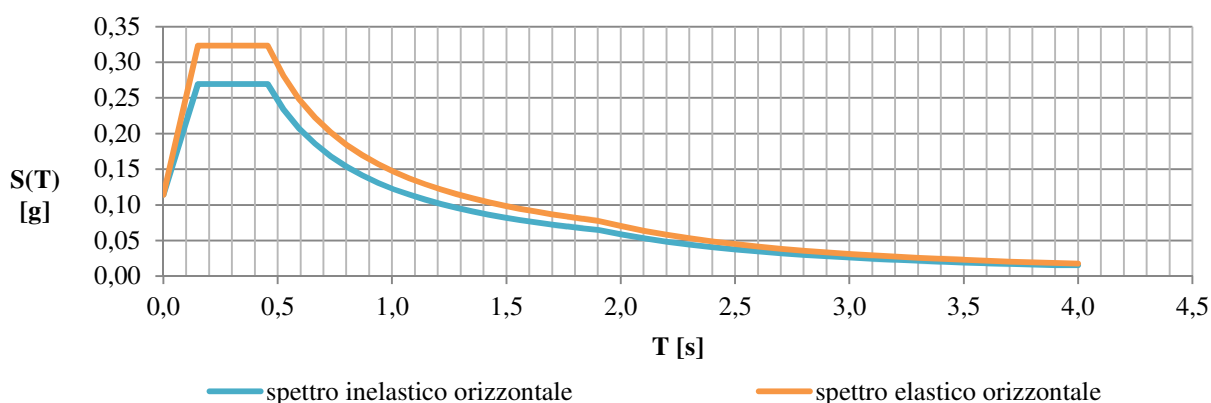


Figura 5-17 Spettri di risposta

5.6 Valutazione del meccanismo di collasso

Una volta effettuata l'analisi è stato possibile indagare circa il possibile meccanismo di collasso della struttura individuando tramite il monitoraggio delle cerniere plastiche quali fossero gli elementi strutturali a cedere.

Per ciascuna delle cerniere plastiche definite nel modello strutturale sono stati analizzati gli andamenti dei diagrammi tensione-deformazione delle fibre esterne di calcestruzzo ed acciaio che discretizzano la sezione.

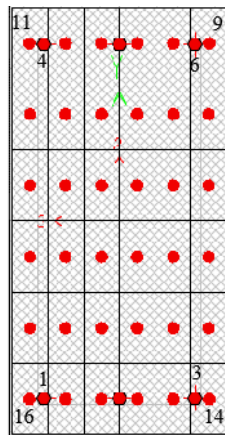


Figura 5-18 Numerazione delle fibre esterne analizzate

Si riportano i seguenti diagrammi relativi a diverse cerniere all'interno del modello:

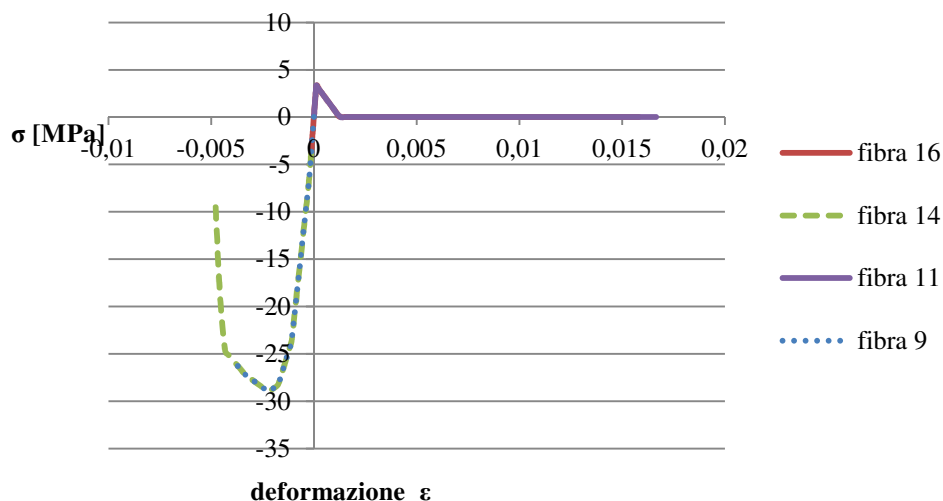


Figura 5-19 Andamento delle tensioni e deformazioni delle fibre in calcestruzzo alla base del sesto pilastro

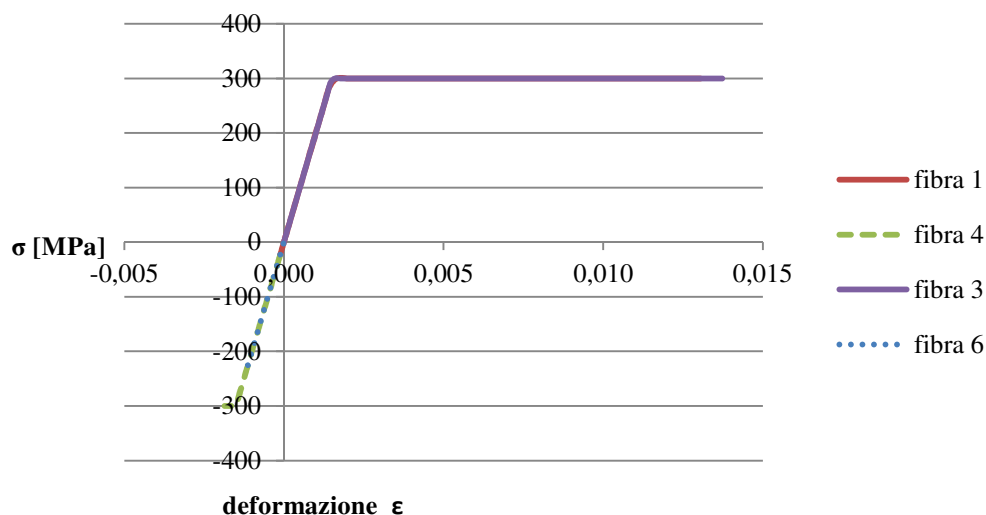


Figura 5-20 Andamento delle tensioni e deformazioni fibre di acciaio alla base del sesto pilastro

Come è possibile intuire dai diagrammi appena visti, la sezione che si trova alla base del sesto pilastro presenta un'avanzata plasticizzazione, mostrando dei valori importanti di tensioni e deformazioni. Il sesto pilastro come è possibile vedere in figura 2.2.1 è il pilastro più rigido del portale superiore all'interno del generico telaio. Analogamente nella sezione in testa al pilastro più snello del portale superiore è evidente un'avanzata plasticizzazione.

Si è individuata poi alla base di tutti i pilastri inferiori una serie di cerniere che al termine dell'analisi presentano uno stato di incipiente plasticizzazione come ad esempio quella riportata di seguito riguardante la base di uno dei pilastri che sorreggono il solaio inferiore.

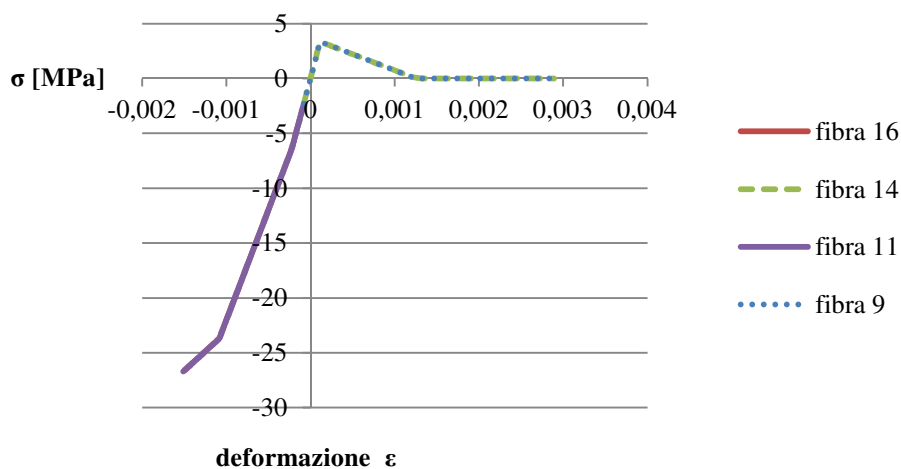


Figura 5-21 Andamento delle tensioni e deformazioni delle fibre in calcestruzzo alla base del pilastro 3

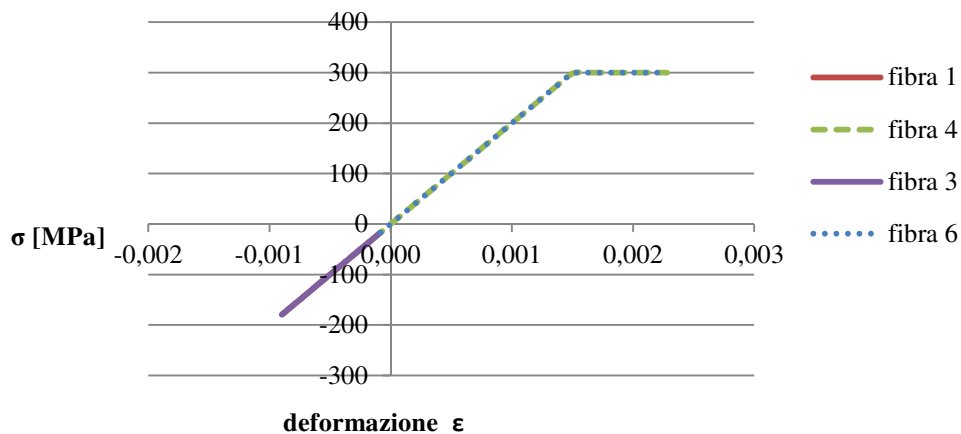


Figura 5-22 Andamento delle tensioni e deformazioni delle fibre in acciaio alla base del pilastro 3

Si riporta di seguito la rappresentazione di uno dei telai analizzati in cui in rosso sono indicate le sezioni che al termine dell'analisi risultano plasticizzate ed in arancione le sezioni che risultano in incipiente plasticizzazione:

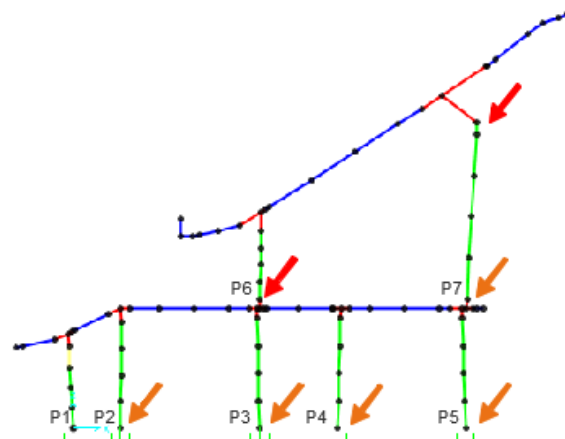


Figura 5-23 Indicazione delle sezioni plasticizzate ed in incipiente plasticizzazione al termine dell'analisi

Grazie a queste valutazioni è stato possibile ipotizzare un meccanismo di collasso che vede anzitutto il cedimento delle sezioni alla base ed in testa rispettivamente del sesto e settimo pilastro, accompagnati dalla plasticizzazione dei travetti corrispondenti.

Per quanto concerne la direzione radiale sono state analizzati allo stesso modo i diagrammi tensione-deformazione delle cerniere plastiche in corrispondenza delle travi e dei pilastri che hanno messo in luce l'incipiente plasticizzazione alla base dei pilastri inferiori ed in testa al quarto e quinto pilastro e la rottura della sezione alla base del settimo pilastro.

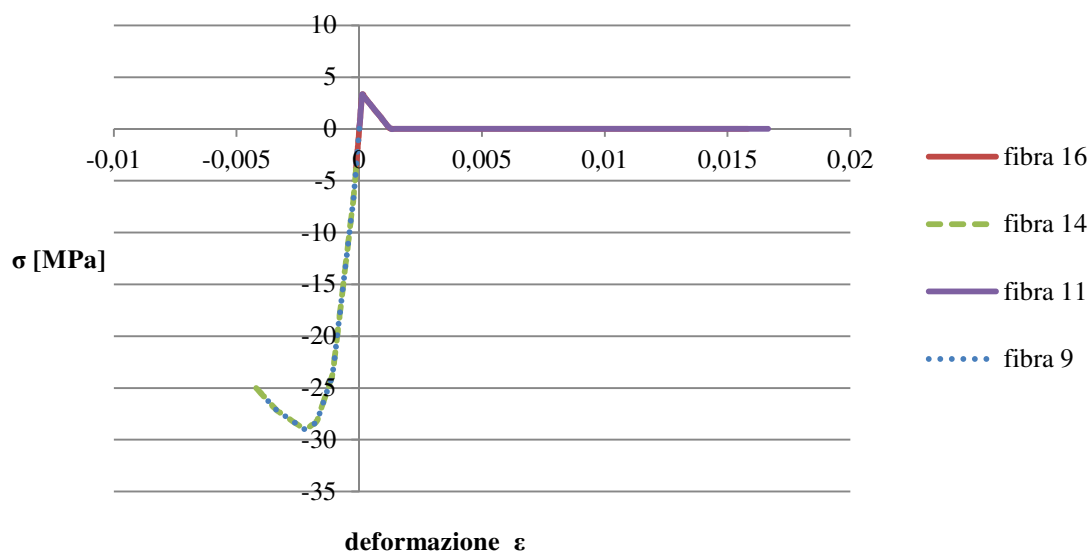


Figura 5-24 Andamento delle tensioni e deformazioni delle fibre in calcestruzzo alla base del pilastro 7

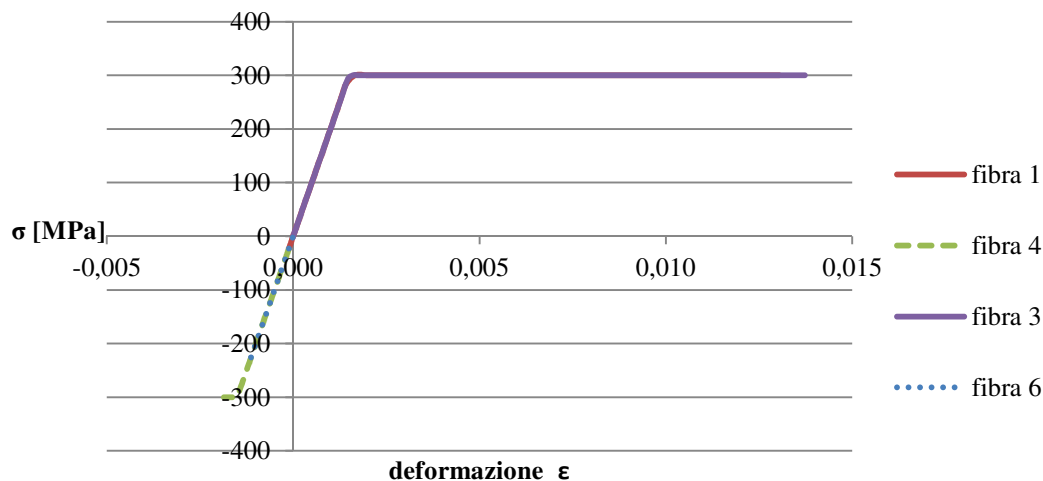


Figura 5-25 Andamento delle tensioni e deformazioni delle fibre in acciaio alla base del pilastro 7

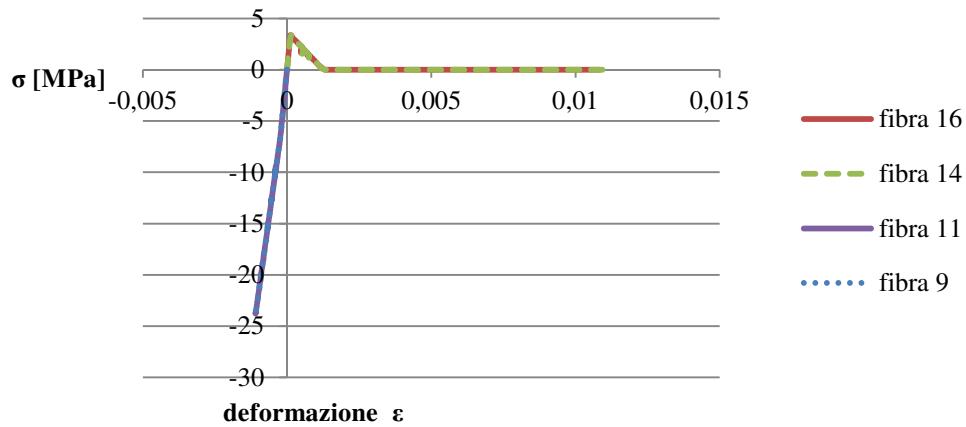


Figura 5-26 Andamento delle tensioni e deformazioni fibre di calcestruzzo alla base del pilastro 4

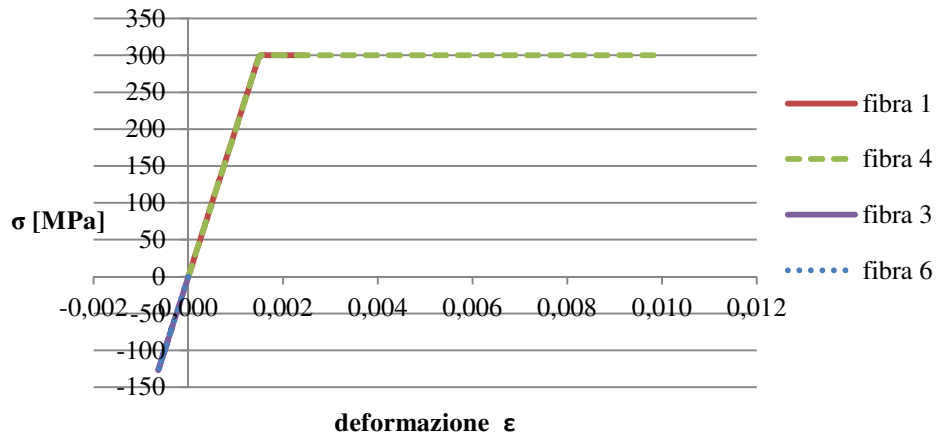


Figura 5-27 Andamento delle tensioni e deformazioni fibre alla base del pilastro 4

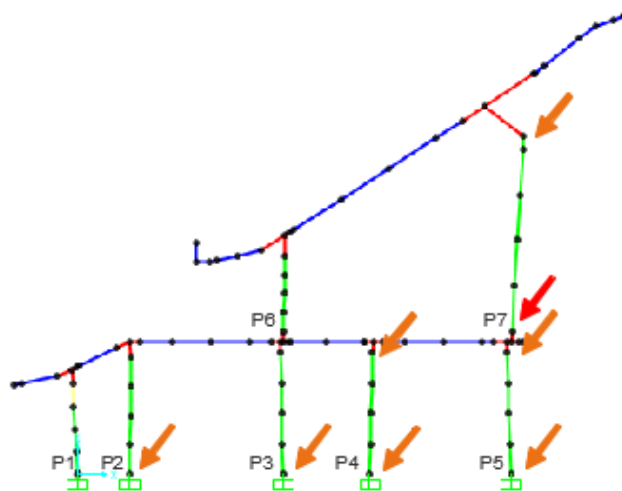


Figura 5-28 Indicazione delle sezioni plasticizzate ed in incipiente plasticizzazione al termine dell'analisi

5.7 Verifica di capacità nella direzione y circonferenziale

Entrando in campo non lineare il sistema è soggetto ad una riduzione di forza rispetto a quella richiesta. La verifica di capacità vuole controllare se tale riduzione è supportata da un'adeguata duttilità o capacità di spostamento e consiste nel controllare se la capacità di spostamento del sistema in campo non lineare è compatibile con quella richiesta ad un sistema di pari periodo T^* e da un fattore di struttura q^* che come riportato nel paragrafo 7.3.4.2 della circolare 2019 è espresso dalla seguente formulazione.

$$q^* = \frac{F_e^*}{F_y^*}$$

Al numeratore si ha la forza sperimentata dal sistema se questo fosse indefinitamente elastico ed al denominatore quella di snervamento. La forza di richiamo elastico può facilmente essere determinata tramite lo spettro di risposta elastico ricavato al paragrafo 5.5. Infatti basta entrare nello spettro con il valore di periodo T^* associato al sistema SDOF equivalente e leggere la corrispettiva accelerazione come si può vedere nell'esempio riportato in figura:

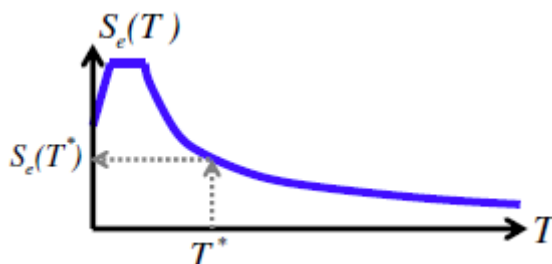


Figura 5-29 Esempio di determinazione dell'accelerazione spettrale elastica

La forza di richiamo elastica del sistema a questo punto si ottiene moltiplicando l'accelerazione ricavata per la massa m^* del sistema SDOF:

$$F_e^* = S_e(T^*) * m^*$$

La duttilità disponibile è invece pari al rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento che possono essere letti sulla bilatera equivalente:

$$\mu_d = \frac{d_u^*}{d_y^*}$$

La verifica può essere condotta indifferentemente in termini di duttilità o spostamento.

Vidic, Fajifar e Fishinger (1994) determinarono il legame che sussiste tra periodo, duttilità e fattore di struttura, come anche riportato in normativa:

$$\begin{cases} q = (\mu - 1) * \frac{T}{T_c} + 1 & \text{per } T < T_c \\ q = \mu & \text{per } T \geq T_c \end{cases}$$

Al crescere di q la duttilità richiesta aumenta e la duttilità di un sistema di periodo T^* e fattore q^* sarà:

$$\begin{cases} \mu_r = (q^* - 1) * \frac{T_c}{T^*} + 1 & \text{per } T < T_c \\ \mu_r = q^* & \text{per } T \geq T_c \end{cases}$$

La verifica risulta soddisfatta se la richiesta di duttilità risulta essere inferiore alla capacità del sistema:

$$\mu_r \leq \mu_d$$

La stessa verifica in termini di spostamento si ottiene esprimendo la duttilità richiesta come rapporto tra il massimo spostamento inelastico richiesto e lo spostamento al momento dello snervamento:

$$\mu_r = \frac{d_{r,max}^*}{d_y^*}$$

Dove:

$$\begin{cases} d_{r,max}^* = d_y^* \left[(q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \right] & \text{per } T^* < T_c \\ d_{r,max}^* = d_{e,max}^* & \text{per } T^* \geq T_c \end{cases}$$

Dove $d_{e,max}^* = d_y^* * q^*$

Queste due equazioni esprimono lo spostamento richiesto al sistema SDOF equivalente in funzione del suo periodo T^* e del fattore di riduzione q^* da cui è caratterizzato secondo le regole di uguaglianza di aree ed uguaglianza di spostamenti.

Allora affinché la verifica risulti soddisfatta si avrà che lo spostamento richiesto sarà minore di quello ultimo.

Quanto appena detto può più facilmente essere inteso mediante la seguente rappresentazione grafica, relativa ai due casi in cui il periodo T^* risulta essere minore o maggiore del periodo T_c .

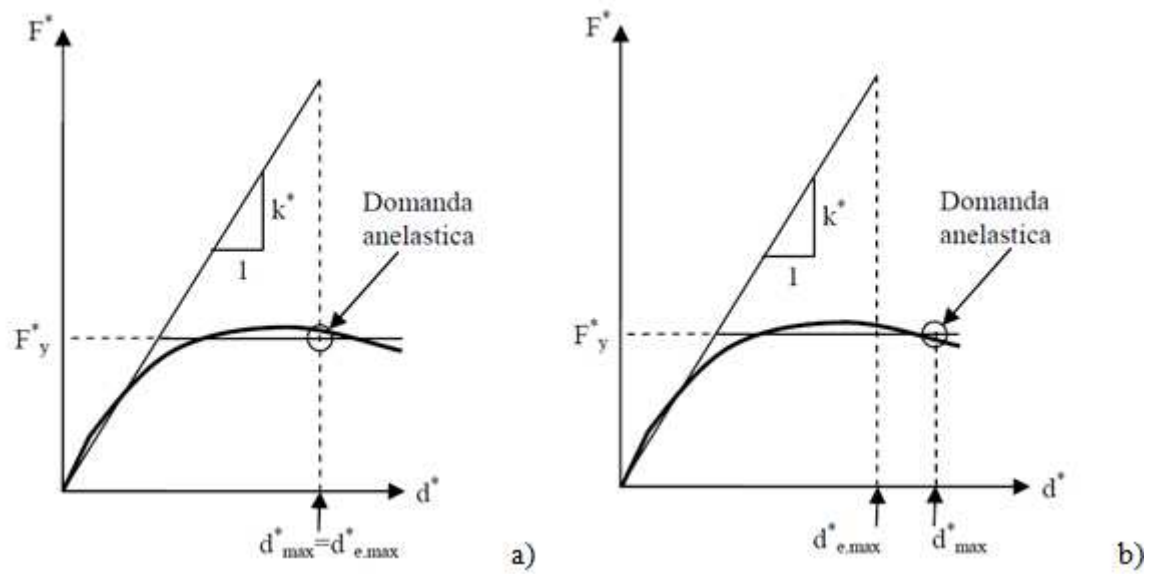


Figura 5-30 Definizione della domanda di spostamento per a) $T^* \geq T_c$ b) $T^* < T_c$

Il valore della forza di richiamo elastica $F_e(T^*)$ del sistema SDOF equivalente per la distribuzione triangolare delle forze si ottiene dunque entrando con il valore di T^* ricavato precedentemente:

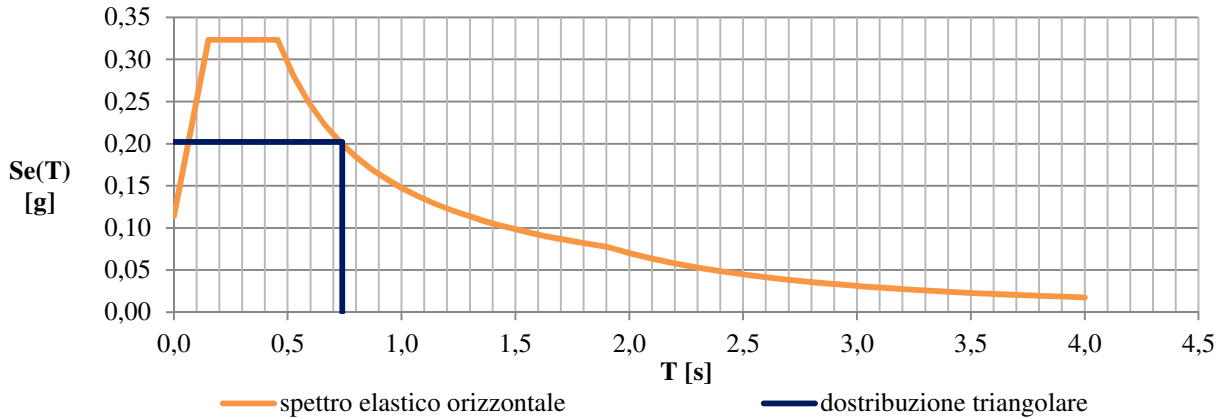


Figura 5-31 Determinazione di $S_e(T^*)$ per la distribuzione triangolare delle forze

Si ottiene per la distribuzione triangolare di forze un valore di accelerazione pari a $0,202 \cdot g$ che comporta una forza di richiamo elastico di 530 kN. Avendo determinato poi al paragrafo 5.2 il valore della forza F_y cui corrisponde lo snervamento della bilatera è allora possibile determinare il fattore di riduzione $q^* = 1.15$. Applicando la formulazione esposta al paragrafo precedente si ottiene una richiesta di spostamento inelastico pari a 0,096 m che risulta essere inferiore allo spostamento ultimo raggiunto dal sistema ovvero 0,17m, motivo per il quale la condizione di verifica risulta soddisfatta.

$S_e(T^*)$	$0.202 \cdot g$
$F_e(T^*)$ [kN]	530
q^*	1.15
$d_{r,max}^*$ [m]	0,096
d_u^* [m]	0,17

Tabella 5.7.1 Verifica di capacità in termini di spostamento per la distribuzione triangolare delle forze

Analogamente si procede per la distribuzione uniforme delle forze:

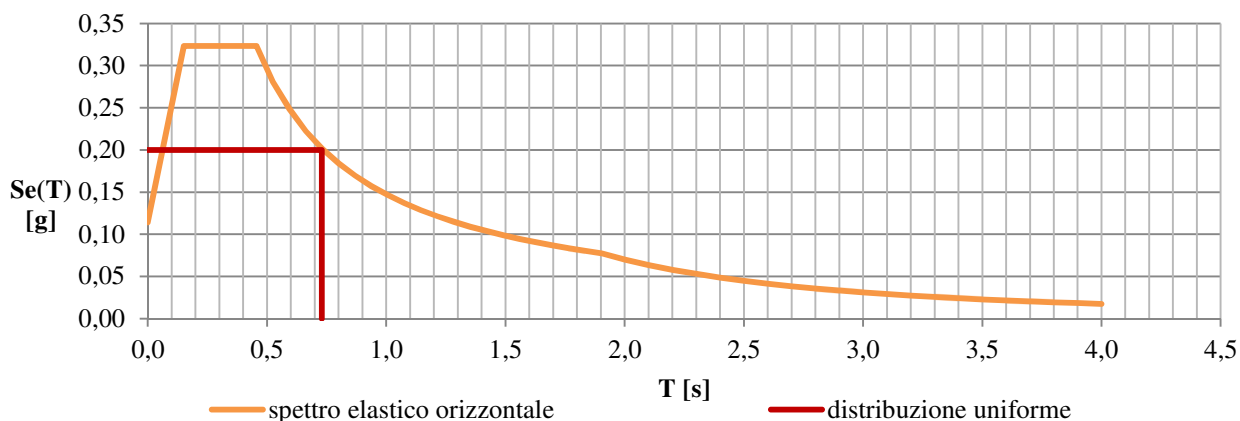


Figura 5-32 Determinazione di $S_e(T^*)$ per la distribuzione uniforme delle forze

Si ottiene per la distribuzione triangolare di forze un valore di accelerazione pari a $0,204 \cdot g$ che comporta una forza di richiamo elastico di 534 kN. Avendo determinato poi al paragrafo 5.2 il valore della forza F_y cui corrisponde lo snervamento della bilatera è allora possibile determinare il fattore di riduzione $q^* = 0,74$. Applicando la formulazione esposta al paragrafo precedente si ottiene una richiesta di spostamento pari a 0,081m che risulta essere inferiore allo spostamento ultimo raggiunto dal sistema ovvero 0,18m, motivo per il quale la condizione di verifica risulta soddisfatta.

$S_e(T^*)$	$0,204 \cdot g$
$F_e(T^*)$ [kN]	534
q^*	0,74
$d_{r,max}^*$ [m]	0,081
d_u^* [m]	0,18

Tabella 5.7.2 Verifica di capacità in termini di spostamento per la distribuzione uniforme delle forze

5.8 Verifica di capacità nella direzione x radiale

Si procede con il determinare per la direzione radiale il valore della forza di richiamo elastica $F_e(T^*)$ del sistema SDOF equivalente per la distribuzione triangolare delle forze:

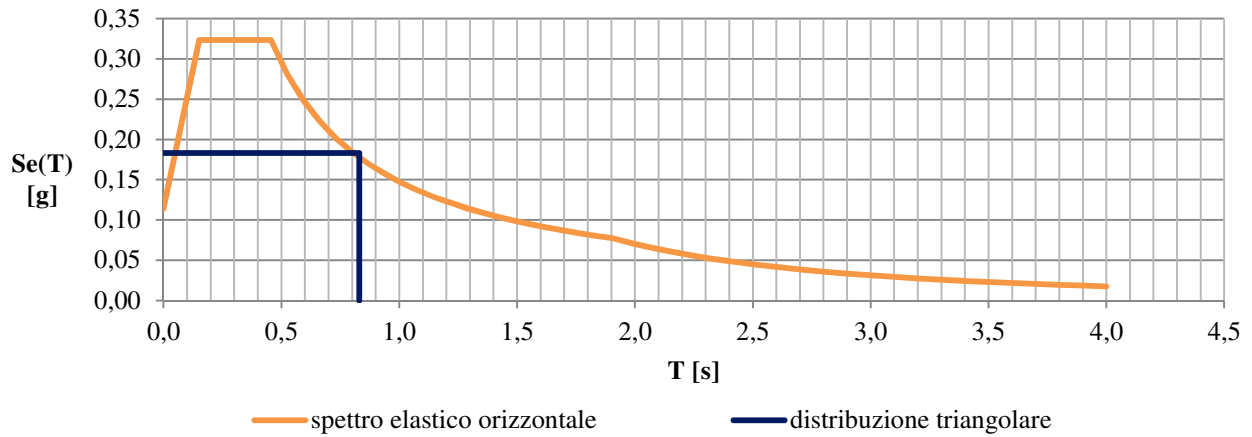


Figura 5-33 Determinazione di $S_e(T^*)$ per la distribuzione triangolare delle forze

Si ottiene dunque per la distribuzione triangolare di forze un valore di accelerazione pari a $0,183 \cdot g$ che comporta una forza di richiamo elastico di 479 kN. Avendo determinato poi al paragrafo 5.3 il valore della forza F_y cui corrisponde lo snervamento della bilatera è allora possibile determinare il fattore di riduzione $q^* = 1,2$. Applicando la formulazione esposta al paragrafo precedente si ottiene una richiesta di spostamento pari a 0,03m che risulta essere inferiore allo spostamento ultimo raggiunto dal sistema ovvero 0,3m, motivo per il quale la condizione di verifica risulta soddisfatta.

$S_e(T^*)$	$0,183 \cdot g$
$F_e(T^*)$ [kN]	479
q^*	1,2
$d_{r,max}^*$ [m]	0,03
d_u^* [m]	0,3

Tabella 5.8.1 Verifica di capacità in termini di spostamento per la distribuzione triangolare delle forze

Del tutto analogamente è condotta la verifica per quanto riguarda la distribuzione uniforme delle forze:

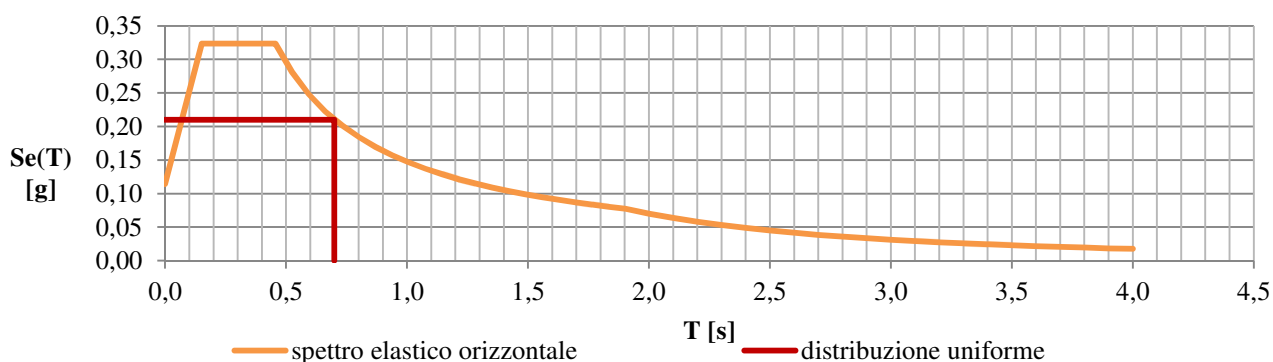


Figura 5-34 Determinazione di $S_e(T^*)$ per la distribuzione uniforme delle forze

Si ottiene un valore di accelerazione pari a $0,21 \cdot g$ che comporta una forza di richiamo elastico di 550 kN. Avendo determinato poi al paragrafo 5.3 il valore della forza F_y cui corrisponde lo snervamento della bilatera è allora possibile determinare il fattore di riduzione $q^* = 0,44$. Applicando la formulazione esposta al paragrafo precedente si ottiene una richiesta di spostamento pari a 0,03m che risulta essere inferiore allo spostamento ultimo raggiunto dal sistema ovvero 0,32m, motivo per il quale la condizione di verifica risulta soddisfatta.

$S_e(T^*)$	$0,324 \cdot g$
$F_e(T^*)$ [kN]	550
q^*	1,15
$d_{r,max}^*$ [m]	0,03
d_u^* [m]	0,32

Tabella 5.8.2 Verifica di capacità in termini di spostamento per la distribuzione uniforme delle forze

5.9 Rappresentazione della verifica nel piano ADSR

La verifica appena condotta può essere resa più intuibile se rappresentata graficamente nel piano accelerazione-spostamento dove si vanno a sovrapporre:

- Spettro elastico in accelerazione S_{ae} ;
- Spettro di domanda inelastico a duttilità richiesta assegnata S_a ;
- Curva di capacità, che può in questo caso essere definita spettro di capacità;

motivo per il quale il seguente diagramma viene detto Acceleration-Displacement Response Spectrum (ADSR).

Si parte dunque dallo spettro elastico in accelerazione che è quello che è stato ricavato al paragrafo 5.5 e che abbiamo utilizzato per ricavare la forza di richiamo elastico nel paragrafo 5.6.

Tale spettro elastico viene ricavato nel piano che vede il periodo T in ascissa e l'accelerazione elastica spettrale in ordinata, quindi bisogna opportunamente convertirlo al fine di inserirlo nel piano accelerazione spostamento. Questa conversione si ottiene conservando i valori delle ordinate e ricavando punto per punto le seguenti ascisse funzione del periodo T :

$$S_{de} = \frac{I}{\omega_0^2} S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

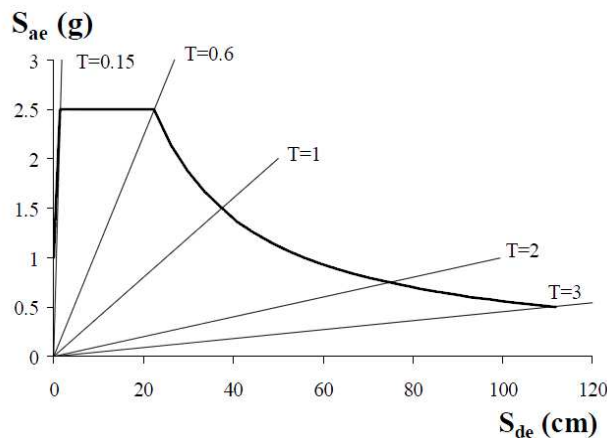


Figura 5-35 Esempio di spettro elastico in accelerazione e spostamento

Anche lo spettro inelastico può essere riportato in formato ADSSR, ma a differenza dello spettro elastico che per definizione è uno spettro a duttilità costante ed unitaria, la definizione dello spettro inelastico dipende dalla duttilità richiesta:

$$\mu_r = \frac{d_{r,max}^*}{d_y^*}$$

Lo spettro inelastico è ricavato a partire dallo spettro elastico infatti avrà per ordinate le seguenti:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q(\mu_r, T)}$$

Dove q lo si ricava con la formulazione precedentemente citata e riportata nella Circolare 2019:

$$q = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c$$

$$q = \mu \quad T \geq T_c$$

Perciò una volta calcolata la duttilità richiesta μ_r si procede a calcolare il fattore di riduzione q in base al valore del periodo T corrispondente al punto considerato e si divide l'ordinata dello spettro elastico per q.

Il passo successivo è ottenerne l'ascissa in spostamento mediante la seguente equazione:

$$S_d = \frac{\mu_r}{q(\mu_r, T)} S_{de} = \frac{\mu_r}{q(\mu_r, T)} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu_r \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Infine si inserisce la curva di capacità del sistema equivalente e si ottiene una rappresentazione del genere:

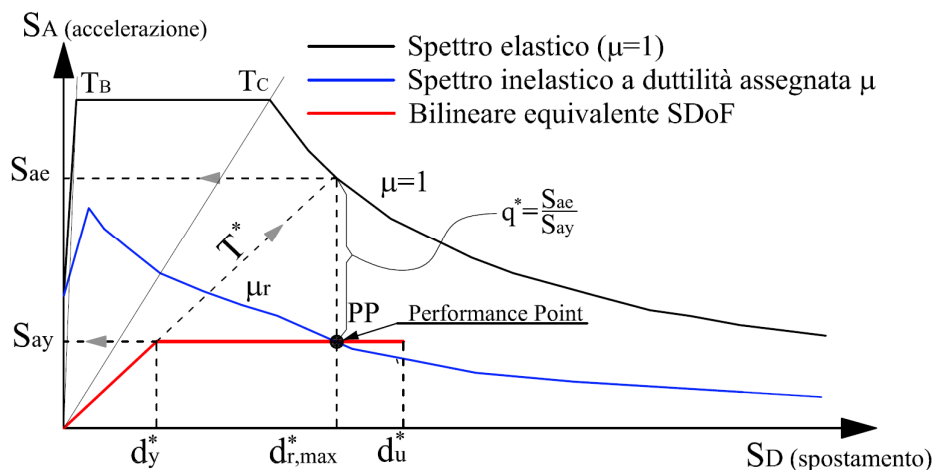


Figura 5-36 Esempio di procedura di verifica in formato ADSSR

Per introdurre la bilatera equivalente di capacità nel piano ADSR si sono divise le ordinate per la massa equivalente m^* .

Lo spettro non lineare identifica la domanda di spostamento inelastica. La verifica è soddisfatta se la curva di capacità (o spettro di capacità), interseca lo spettro di domanda inelastica. Il punto di intersezione è detto performance point e rappresenta il punto sullo spettro di domanda avente ascissa pari a $d_{r,max}^*$. L'intersezione rappresenta graficamente la condizione analitica di verifica $d_{r,max}^* \leq d_u^*$. Si osserva inoltre che in corrispondenza del performance point, il valore del fattore di riduzione dello spettro inelastico è proprio pari a q^* .

A titolo di esempio, si riportano di seguito i diagrammi in formato ADSR delle verifiche effettuate in direzione radiale:

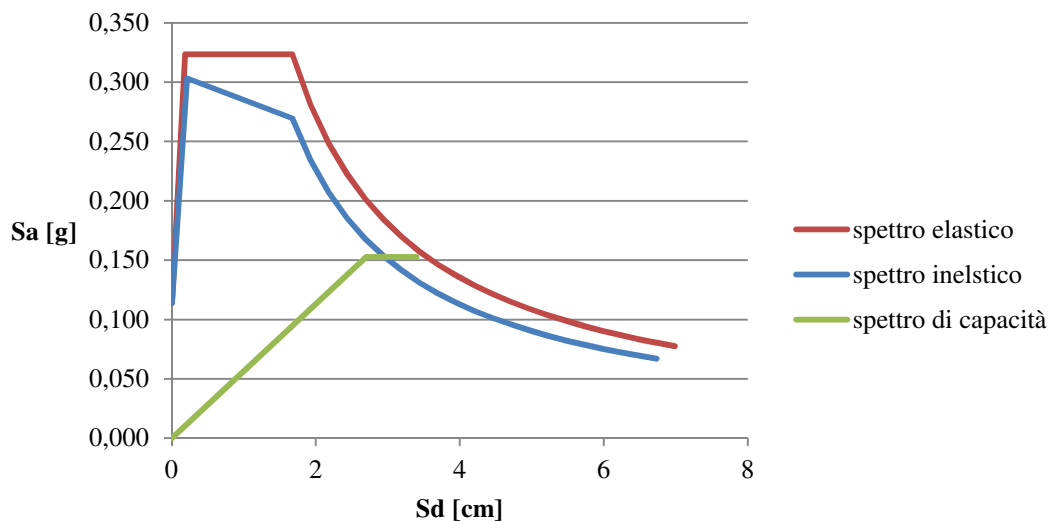


Figura 5-37 Verifica in formato ADSR per la distribuzione triangolare delle forze

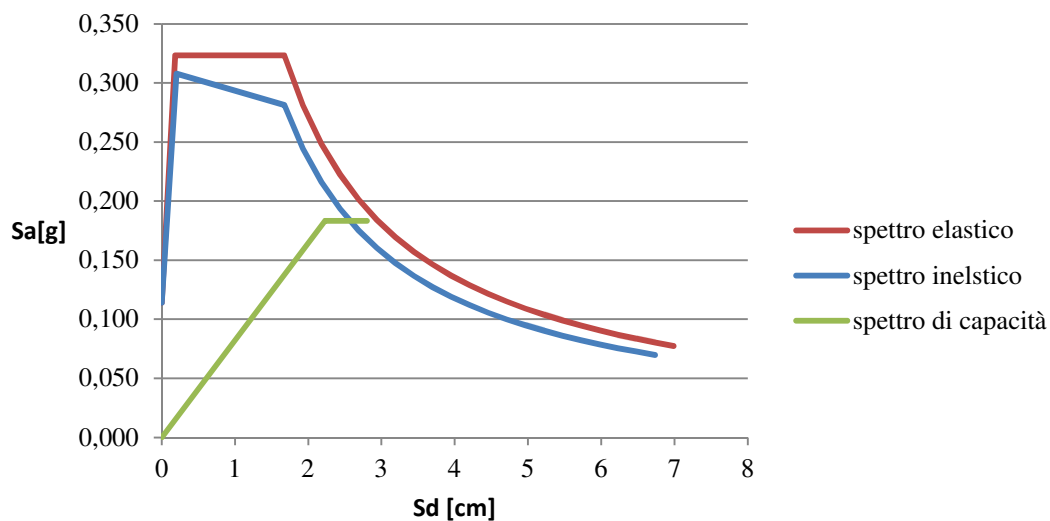


Figura 5-38 Verifica in formato ADSR per la distribuzione uniforme delle forze

Conclusioni

In questo lavoro di tesi è stata analizzata la struttura dello stadio Olimpico nella configurazione precedente l'importante intervento di ristrutturazione subito in occasione dei Giochi Olimpici invernali del 2006. In particolare la struttura è stata analizzata con le normative vigenti ai giorni nostri, motivo per il quale non risulta conforme agli standard di sicurezza. È stato infatti possibile vedere nel terzo capitolo che alcune sezioni risultano non verificate allo stato limite ultimo ed in particolare le verifiche al taglio per quanto riguarda i pilastri sono risultate negative.

Gli interventi di ristrutturazione successivi hanno portato ad un rinforzo della struttura ed al suo adeguamento, in particolare la nuova conformazione strutturale permette di sostenere il carico aggiuntivo costituito dalla copertura metallica.

Si è deciso di procedere con un'analisi statica non lineare al fine di valutare il comportamento della struttura originaria soggetta alle azioni sismiche; questa tipologia di analisi infatti permette di valutare il fattore di struttura q^* e questo ne fa un punto di forza rispetto ad un'analisi lineare in cui il fattore di struttura viene ipotizzato.

Le verifiche di capacità eseguite tramite l'analisi non lineare hanno il fine di controllare se la riduzione di forza che il sistema sperimenta entrando in campo non lineare rispetto alla forza idealmente richiesta se questo avesse un comportamento elastico è supportata da un'adeguata capacità di spostamento. Questa verifica è risultata positiva come è stato possibile vedere nel quinto capitolo.

Grazie ai diagrammi tensione-deformazione delle cerniere plastiche modellate è stato possibile valutare un meccanismo di collasso che prevede la rottura delle sezioni alla base del sesto pilastro ed alla testa del settimo pilastro che compongono il portale superiore della struttura a telaio per quanto riguarda la direzione circonferenziale e la rottura della base del settimo pilastro per quanto riguarda la direzione radiale.

Infine si è ricavato uno spostamento ultimo nella direzione radiale pari a 30 cm ed uno spostamento ultimo nella direzione circonferenziale pari a 18 cm; tuttavia nella direzione circonferenziale lo spostamento permesso a causa della presenza dell'esistente sistema di giunzione di costruzione con le strutture adiacenti è di soli 3 cm, motivo per il quale è possibile notare dalle curve di capacità ricavate al paragrafo 5.3 che la struttura rimarrà in condizioni elastiche.

Bibliografia

Stadio Olimpico Torino. (2012, 02 02). Tratto da www.arteco-architetti.it.

Norme Tecniche per le Costruzioni. (2018).

Bandini, L. (s.d.). Analisi Pushover: valutazione sismica di una struttura esistente.

Bianchini, F. e. (s.d.). Stadio Littorio in Torino, calcoli di stabilità. *Relazione Originaria*.

Cavaleri, F. D. (s.d.). Non Linear Static Analysis (Pushover).

Decreto Ministeriale 10 Gennaio 1997. (s.d.).

Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle NTC". (s.d.). *Circolare 21 Gennaio 2019*.

M.Ceragioli. (s.d.). Il civico Stadio Mussolini in Torino. *Rassegna Mensile Municipale, Torino*.