



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

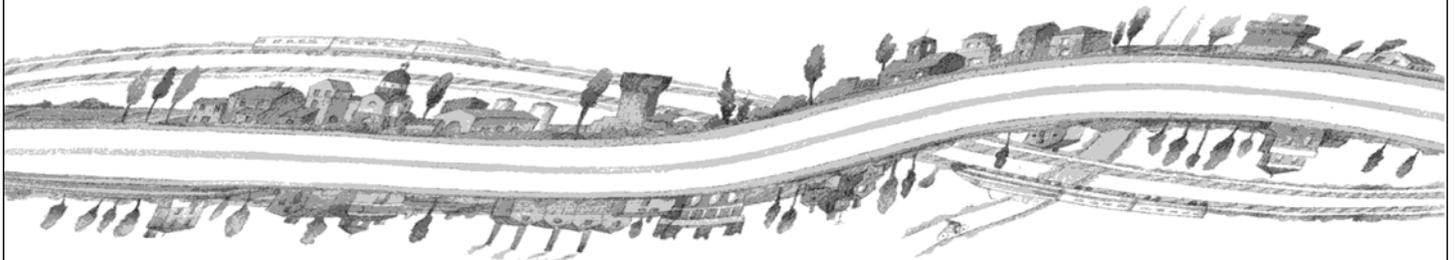
### ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

APO05 - PONTE SUL FIUME SECCHIA

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna  
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini  
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.  
IL PRESIDENTE  
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A. Fagnocchi	G. Guadagnini	E. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: -
2371	PD	0	A12	APO05	0	OM	RC	01	A	

## INDICE

<b>1.</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>3.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>6</b>
<b>4.</b>	<b>INCIDENZE</b> .....	<b>7</b>
<b>5.</b>	<b>DATI DI BASE</b> .....	<b>8</b>
5.1.	DATI GENERALI .....	8
5.2.	APERTURA LIMITE FESSURE .....	8
5.3.	DATI SISMICI .....	10
5.4.	PARAMETRI GEOTECNICI .....	10
<b>6.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO E PILE</b> .....	<b>11</b>
6.1.	MODELLI DI CALCOLO .....	11
6.2.	ANALISI DEI CARICHI .....	19
6.2.1.	Peso proprio degli elementi strutturali (PP) .....	19
6.2.2.	Carichi permanenti portati (SP, SL, CR).....	20
6.2.3.	Distorsioni - ritiro (RT) .....	20
6.2.4.	Distorsioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2).....	21
6.2.5.	Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI) .....	22
6.2.6.	Azioni parassite dei vincoli (AP) .....	23
6.2.7.	Carichi mobili (ML).....	23
6.2.8.	Azione di frenatura (FR) .....	26
6.2.9.	Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z).....	27
6.2.10.	Azione del vento (VN).....	29
6.3.	COMBINAZIONE DEI CARICHI .....	30
6.4.	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	33
6.4.1.	Diagrammi delle sollecitazioni .....	37
6.4.2.	Analisi modale dell'opera.....	43
6.5.	CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	46
6.5.1.	Dimensionamento soletta d'impalcato .....	46
6.5.2.	Dimensionamento cassone metallico .....	46
6.5.2.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	46
6.5.2.2	Verifiche di deformabilità – SLE .....	51
6.5.3.	Dimensionamento controventamenti trasversali.....	51
6.5.4.	Dimensionamento delle pile .....	52
6.5.4.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	52
6.5.4.2	Verifica a fessurazione – SLE .....	55
6.5.5.	Plinto di fondazione delle pile .....	58

6.5.6.	Dimensionamento dei diaframmi di fondazione delle pile.....	58
6.5.6.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	58
6.5.6.2	Verifica a fessurazione – SLE.....	60
6.5.6.3	Verifica a capacità portante per carichi verticali.....	62
6.5.6.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali.....	66
6.5.7.	Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile con plinto rettangolare.....	72
6.5.7.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	72
6.5.7.2	Verifica a fessurazione – SLE.....	75
6.5.7.3	Verifica a capacità portante per carichi verticali.....	76
6.5.7.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali.....	79
6.5.8.	Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile con plinto circolare.....	81
6.5.8.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	81
6.5.8.2	Verifica a fessurazione – SLE.....	85
6.5.8.3	Verifica a capacità portante per carichi verticali.....	86
6.5.8.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali.....	88
6.5.9.	Dimensionamento del sistema di isolamento sismico.....	91
6.5.9.1	Spostamenti.....	91
6.5.9.2	Azioni.....	93
6.5.10.	Dimensionamento dei giunti di dilatazione.....	99
<b>7.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE.....</b>	<b>101</b>
7.1.1.	Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV.....	107
7.1.2.	Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE.....	109
7.1.3.	Verifiche di Resistenza pali – SLU/SLV.....	112
7.1.4.	Verifica a fessurazione pali – SLE.....	117
7.1.5.	Verifica a capacità portante per carichi verticali.....	120
7.1.6.	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali.....	122
<b>8.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI IDRAULICI.....</b>	<b>125</b>
8.1.	SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE PER I DIAFRAMMI SU ARGINE OVEST.....	126
8.1.1.	Verifiche di resistenza dei diaframmi.....	130
8.2.	SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE PER I DIAFRAMMI SU ARGINE EST.....	132
8.2.1.	Verifiche di resistenza dei diaframmi.....	135

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è un ponte costituito da 11 campate di luci di calcolo, misurate in asse tracciato stradale, pari rispettivamente a 45, 50, 50, 50, 72, 72, 56, 56, 56, 56, 45 m, per una lunghezza totale di calcolo di 608 m (misurata da asse appoggi delle spalle).

L'opera è costituita da due carreggiate separate, di larghezza costante pari a 16.35 m, ospitanti ciascuna due corsie di marcia (Fase 1). Ogni carreggiata è già predisposta inoltre per garantire, in Fase 2, l'allargamento alla terza corsia di marcia su ciascuna carreggiata; i due impalcati sono previsti ad una distanza pari a 1.20 m. Il varco tra i due impalcati permette di ospitare polifere e cavidotti impiantistici. Idoneo grigliato, con portata pari a 6.3 kN/mq e con opportuno sistema di fissaggio agli impalcati, garantirà la sicurezza contro il rischio di caduta.

La carreggiata sinistra ha pendenza trasversale verso Dx (spalle all'origine del tracciato) variabile dal 2.87%, in corrispondenza della "Sezione su Spalla A", al - 2.50% in corrispondenza della "Sezione su Spalla B".

La carreggiata destra invece ha pendenza trasversale verso Dx (spalle all'origine del tracciato) pari all' 2.86%, in corrispondenza della "Sezione su Spalla A", per poi ridursi sino al 2.50% in corrispondenza della "Sezione su Spalla B".

Sui cordoli di estremità di 0.70 m si prevede l'installazione di una barriera bordo ponte tipo H4.

A bordo impalcato è prevista inoltre l'installazione di barriere antirumore per un tratto di circa 545 m sulla Carreggiata DX e per l'intero sviluppo del ponte sulla Carreggiata Sx.

La soluzione tecnica prevista è quella di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo. L'impalcato è costituito da un cassone metallico ad altezza minima pari a 3.0 m avente le anime inclinate su cui appoggia una soletta collaborante in c.a. avente funzionamento principale lungo la direzione trasversale. La soletta è costituita da un getto in opera di spessore 26 cm eseguito su lastre predalles di spessore pari a 9 cm per uno spessore costante complessivo di 35 cm.

La sezione è completata da una trave centrale avente funzione di rompitratta per la soletta, dai cordoli in c.a. di posizionamento dei guard-rail e da tutti gli elementi di arredo del ponte (veletta laterale in c.a., strutture leggere reggi-impianti, impianti, elementi di scolo e di raccolta delle acque meteoriche, ecc...). Ad interasse pari a 3.50 m sono previsti dei controventamenti trasversali (traversi) realizzati con profilati ad L per i correnti superiori e per i diagonali, mentre per l'irrigidimento delle anime e della piattabanda inferiore si prevedono delle normali costole metalliche a loro volta irrigidite da elementi longitudinali posti ad un interasse opportuno. In corrispondenza di spalle e pile i controventamenti trasversali (traversi) sono previsti in lamiera piena opportunamente irrigidita. I due sbalzi laterali misurano 3.40 m per ogni impalcato. La struttura metallica di impalcato verrà parzialmente assemblata in opera mediante officina di saldatura e varata a

spinta con l'ausilio di pile provvisorie e dispositivi di scorrimento e completata mediante posa di in opera in progressivo dei conci sino alle spalle (si veda specifica tavola progettuale).

Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a scorrimento con superficie curva (Friction Pendulum Isolators) inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08.

L'opera ha vita nominale pari a 100 anni.

Nel seguito si riporta il dimensionamento degli elementi strutturali principali, per quanto riguarda le opere provvisorie (palancolati) a presidio degli scavi si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_FC\_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIE A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.

PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_FC\_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIE A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.

PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_RC\_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIE A PRESIDIO DEGLI SCAVI.

## **2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO**

---

Si veda in proposito l'elaborato "PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_KT\_01".

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si veda in proposito gli elaborati "PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_TB\_01" e "PD\_0\_0000\_0000\_0\_GE\_KT\_02".

A seguito delle indagini chimiche specialistiche effettuate sull'acqua di falda è necessario prevedere una classe di esposizione XA1 per le opere di fondazione a contatto con il terreno.

Si precisa inoltre che si sono assunti i seguenti valori per la resistenza caratteristica a snervamento e di calcolo dell'acciaio da carpenteria.

<b>ACCIAIO DA CARPENTERIA "CORTEN" S355J0W (ex 510C) e S355K2G1W (ex 510D)</b>		
<b>Spessore elemento</b>	<b><math>f_{yk}</math> (MPa)</b>	<b><math>f_{yd}</math> (MPa)</b>
t ≤ 40 mm	355.0	338.1
t > 40 mm	335.0	319.0

## 4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'opera.

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc												Incidenza kg/mq
			Pali	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave di coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
<b>PONTE SUL FIUME SECCHIA</b>															
APO05	Ponte alla progr. 9+672	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	110				110	120			200	80			
APO05	Ponte alla progr. 9+672	PILA su Pali	125					120	200	200					
APO05	Ponte alla progr. 9+672	PILA su Diaframmi		100		70		120	200	200					
APO05	Ponte alla progr. 9+672	IMPALCATO ACCIAIO											220		325

## 5. DATI DI BASE

### 5.1. DATI GENERALI

Si rimanda alle informazioni fornite al punto 1.

### 5.2. APERTURA LIMITE FESSURE

Con riferimento a quanto descritto al paragrafo 3, viene determinata per ogni tipologia di getto in conglomerato cementizio armato la classe di esposizione: ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III delle NTC08, qualifica automaticamente la “Condizione ambientale”.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella seguente sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm};$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm};$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm.}$$

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Al fine di garantire una maggior attendibilità alla verifica in oggetto, si è proceduto anche alla verifica secondo il metodo diretto riportato nella stessa C.M. 617 del 2009.

### 5.3. DATI SISMICI

---

La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

- Longitudine: 10.9843°;
- Latitudine: 44.9141°
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV  $\rightarrow C_u = 2.0$ ;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura:  $q = 1$  (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);

### 5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

---

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento "Relazione di verifiche geotecniche".

In particolare, ai fini del calcolo della spinta a riposo ed attiva si possono assumere i seguenti parametri:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ \text{ [M1]}$$

dove:

$\gamma$  : peso specifico del terrapieno;

$\varnothing$  : angolo d'attrito *caratteristico* del terrapieno.

Per quanto riguarda i livelli di falda di calcolo si rimanda alla relazione geotecnica dell'opera.

## 6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO E PILE

### 6.1. MODELLI DI CALCOLO

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazioni ad elementi finiti modimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "SAP2000" v. 15.0.1 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA). Per quanto riguarda l'analisi globale dell'opera, si sono realizzati tre differenti modelli di calcolo al fine di analizzarne le fasi costruttive e d'esercizio. In particolare:

- Modello di calcolo "Fase 1". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase di getto della soletta di impalcato e pertanto schematizza come impalcato il solo cassone metallico soggetto al peso proprio ed al carico del peso della soletta fluida;
- Modello di calcolo "Fase 2 SLU+SLV". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase finale e pertanto schematizza come impalcato il cassone metallico con soletta in c.a. collaborante soggetto ai carichi permanenti portati, al ritiro, alle variazioni termiche, ai possibili cedimenti vincolari di pile o spalle, ai carichi mobili, al vento e al sisma. Il modulo elastico E del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo. In tal modo si tiene mediamente in conto degli effetti di lungo termine sul cls e della riduzione di rigidità delle pile per effetto della fessurazione del cls in fase sismica.

Per il caso in esame non sono previste specifiche indicazioni idrauliche relative allo scalzamento per le pile conseguente ad erosione. Tuttavia nelle verifiche di capacità portante dei diaframmi e dei pali si terrà conto di una possibile riduzione di 3 m della lunghezza reagente in conseguenza di uno scalzamento erosivo.

Per i modelli valgono i seguenti dettagli:

- L'impalcato è schematizzato con una serie di elementi "frames" che ne rappresentano la sezione e la suddivisione in conci;
- Nella definizione della sezione per i conci in pila, nel modello di fase 2 si è ridotto il momento d'inerzia rispetto all'asse d'inerzia orizzontale per trascurare il contributo della soletta in c.a. (ipotizzata fessurata in tali zone) e si è invece considerata la presenza dell'armatura metallica di soletta; la riduzione di momento di inerzia è pari a circa il 40%.
- Il vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è modellato rispettando la reale differenza di quota tra i nodi dovuta all'altezza dell'impalcato tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "joint

constrains". Il vincolamento è modellato tramite due elementi di collegamento "link" di tipo elastico-lineare che schematizzano i due isolatori sismici a scorrimento con superficie curva (isolatori a pendolo ad attrito) i cui valori di rigidezza orizzontale e indice di smorzamento viscoso equivalente sono costanti per tutti i modelli realizzati e sono pari ai valori riportati al punto 6.4.

- Le pile sono schematizzate con elementi "frames" verticali alla cui sommità si collegano gli isolatori sismici tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "joint constrains"; lo stesso dicasi per il collegamento della base della pila con il plinto di fondazione. Le pile hanno sezione trasversale circolare (diametro 3.00 m).
- Il plinto di fondazione è schematizzato tramite un carico concentrato verticale assegnato per tener in considerazione del peso del plinto e della sua massa, mentre il collegamento plinto-pali e plinto-pila è modellato tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "joint constrains";
- I pali sono schematizzati secondo vincolamenti elastici posizionati alla quota della loro sommità e assegnati tramite matrice di rigidezza elastica ai vari nodi (valori dedotti dall'Eurocodice 8 UNI EN 1998-5:2005: vedi relazione geotecnica);
- Per quanto riguarda la fondazione a "scatola di diaframmi" presente al di sotto di una pila (lati esterni della scatola 13.30 m x 7.80 m), si è proceduto ad una modellazione "completa" con elementi frames immersi in suolo elastico alla Winkler. Il singolo elemento frame presenta sezione rettangolare 2.50 m x 1.00 m; per il modulo di reazione orizzontale del terreno (k) si assume un valore variabile con la profondità da 0÷8870 kN/mc così come dalle indicazioni geotecniche.
- Le spalle non sono schematizzate in quanto analizzate con una modellazione dedicata (punto 7); i modelli terminano con due elementi di collegamento "link" schematizzanti la coppia dei due isolatori sismici di spalla direttamente incastrati alla base.

Per quanto attiene alle sezioni trasversali dell'impalcato implementate, valgono le proprietà geometrico-inerziali riportate nelle Figure seguenti. Si fa presente che la suddivisione in conci "di calcolo" non corrisponde necessariamente alla suddivisione "costruttiva", in quanto la prima può presentare leggere differenze rispetto alla seconda per agevolare la modellazione; in ogni caso le differenze di modellazione sono sempre di tipo cautelativo.

CONCIO NUM.	L (m)	TIPOLOGIA SEZ.	L PROGRESSIVA (m)
1	13.0	cc	13.0
2	13.0	cc	26.0
3	13.0	cc	39.0
4	12.0	cp	51.0
5	13.0	ci	64.0
6	12.0	cc	76.0
7	13.0	ci	89.0
8	12.0	cp	101.0
9	13.0	ci	114.0
10	12.0	ci	126.0
11	13.0	ci	139.0
12	12.0	cp	151.0
13	13.0	ci	164.0
14	12.0	cc	176.0
15	13.0	ci	189.0
16	12.0	cp	201.0
17	12.0	ci	213.0
18	12.0	cc	225.0
19	12.0	cc	237.0
20	12.0	cc	249.0
21	12.0	ci	261.0
22	12.0	cp	273.0
23	12.0	ci	285.0
24	12.0	cc	297.0
25	12.0	cc	309.0
26	12.0	cc	321.0
27	12.0	ci	333.0
28	12.0	cp	345.0
29	10.0	ci	355.0
30	12.0	cc	367.0
31	12.0	cc	379.0
32	10.0	ci	389.0
33	12.0	cp	401.0
34	10.0	ci	411.0
35	12.0	cc	423.0
36	12.0	cc	435.0
37	10.0	ci	445.0
38	12.0	cp	457.0
39	10.0	ci	467.0
40	12.0	cc	479.0
41	12.0	cc	491.0
42	10.0	ci	501.0
43	12.0	cp	513.0
44	10.0	ci	523.0
45	12.0	cc	535.0
46	12.0	cc	547.0
47	10.0	ci	557.0
48	12.0	cp	569.0
49	13.0	cc	582.0
50	13.0	cc	595.0
51	13.0	cc	608.0

cc = CONCIO CAMPATA

ci = CONCIO INTERMEDI

cp = CONCIO PILA

<b>Caratteristiche trave metallica</b>		
Altezza totale cassone h	3.000	m
Larghezza ali superiori $b_{sup}$	1.800	m
Larghezza ala inferiore $b_{inf}$	6.800	m
Spessore ali superiori $t_{f,sup}$	0.080	m
Spessore ala inferiore $t_{f,inf}$	0.050	m
Spessore anime $t_w$	0.026	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	65.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.134	rad
Area sezione trasversale A	0.7926681	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.395	m
Momento di inerzia baricentrico J	1.4581	m <sup>4</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	1.0454862	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	1.0843614	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-0.955933	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-0.908295	m <sup>3</sup>
Peso al m	62.22	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.1647	m <sup>2</sup>

Concio in pila – solo cassone metallico

<b>Armatura superiore in soletta</b>		
Diametro	16	mm
Numero	80	-
Area	0.0161	m <sup>2</sup>
Distanza da estradosso soletta	0.1	m
<b>Armatura inferiore in soletta</b>		
Diametro	16	mm
Numero	80	-
Area	0.0161	m <sup>2</sup>
Distanza da intradosso soletta	0.1	m

Area	0.8248	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.464	m
J baricentrico	1.5563	m <sup>4</sup>
Area resistente a taglio	0.1647	m <sup>2</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	1.0630	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	1.1005	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-1.0690	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-1.0133	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura inf.	-0.9513	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.8714	m <sup>3</sup>

Concio in pila – cassone metallico + armatura soletta

<b>Caratteristiche trave metallica</b>		
Altezza totale cassone h	3.000	m
Larghezza ali superiori b <sub>sup</sub>	1.200	m
Larghezza ala inferiore b <sub>inf</sub>	6.800	m
Spessore ali superiori t <sub>f, sup</sub>	0.070	m
Spessore ala inferiore t <sub>f, inf</sub>	0.035	m
Spessore anime t <sub>w</sub>	0.026	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	65.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.134	rad
Area sezione trasversale A	0.5721025	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.308	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.9788	m <sup>4</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.7480899	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.7686517	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-0.603592	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-0.578615	m <sup>3</sup>
Peso al m	44.91	kN/m
Area a taglio lungo y A <sub>v, y</sub>	0.1661	m <sup>2</sup>

Concio intermedio – solo cassone metallico

<b>Caratteristiche soletta</b>		
Spessore s	0.35	m
Larghezza collaborante b	16.35	m
Area sezione trasversale A	5.7225	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	3.175	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0584172	m <sup>4</sup>
<b>Armatura superiore in soletta</b>		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m <sup>2</sup>
Distanza da estradosso soletta	0.1	m
<b>Armatura inferiore in soletta</b>		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m <sup>2</sup>
Distanza da intradosso soletta	0.1	m

<b>Caratteristiche sezione omogeneizzata ad Acciaio</b>		
Area trasversale A <sub>id</sub>	1.0123	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso y <sub>id</sub>	2.1201	m
Momento di inerzia baricentrico J <sub>id</sub>	1.8501	m <sup>4</sup>
Area resistente a taglio direzione y A <sub>v,y</sub>	0.1661	m <sup>2</sup>
Area linea media per torsione	25.73	m <sup>2</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.8726	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.8873	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-2.2843	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-2.1025	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura inf.	-1.8880	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura sup.	-1.6374	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 5	-1.5042	m <sup>3</sup>

Concio intermedio – cassone metallico + soletta ca

Area	0.5902	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.366	m
J baricentrico	1.0400	m <sup>4</sup>
Area resistente a taglio	0.1661	m <sup>2</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.7616	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.7816	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-0.6648	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-0.6363	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura inf.	-0.5996	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.5519	m <sup>3</sup>

Concio intermedio – cassone metallico + armatura in soletta

<b>Caratteristiche trave metallica</b>		
Altezza totale cassone h	3.000	m
Larghezza ali superiori b <sub>sup</sub>	0.900	m
Larghezza ala inferiore b <sub>inf</sub>	6.800	m
Spessore ali superiori t <sub>f, sup</sub>	0.045	m
Spessore ala inferiore t <sub>f, inf</sub>	0.020	m
Spessore anime t <sub>w</sub>	0.016	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	65.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.134	rad
Area sezione trasversale A	0.3206293	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	1.237	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.5310	m <sup>4</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.4292234	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.436276	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-0.309142	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-0.30125	m <sup>3</sup>
Peso al m	25.17	kN/m
Area a taglio lungo y A <sub>v,y</sub>	0.1036	m <sup>2</sup>

Concio campata – solo cassone metallico

<b>Caratteristiche soletta</b>		
Spessore s	0.35	m
Larghezza collaborante b	16.35	m
Area sezione trasversale A	5.7225	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso	3.175	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0584172	m <sup>4</sup>
<b>Armatatura superiore in soletta</b>		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m <sup>2</sup>
Distanza da estradosso soletta	0.1	m
<b>Armatatura inferiore in soletta</b>		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m <sup>2</sup>
Distanza da intradosso soletta	0.1	m

<b>Caratteristiche sezione omogeneizzata ad Acciaio</b>		
Area trasversale A <sub>id</sub>	0.7608	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro da intradosso y <sub>id</sub>	2.3584	m
Momento di inerzia baricentrico J <sub>id</sub>	1.2321	m <sup>4</sup>
Area resistente a taglio direzione y A <sub>v,y</sub>	0.1036	m <sup>2</sup>
Area linea media per torsione	25.73	m <sup>2</sup>
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.5224	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 2	0.5269	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 3	-2.0651	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 4	-1.9203	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura inf.	-1.6614	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - armatura sup.	-1.3819	m <sup>3</sup>
Modulo di flessione - fibra 5	-1.2425	m <sup>3</sup>

Concio campata – cassone metallico + soletta c.a.

Si precisa che ai fini della determinazione delle tensioni tangenziali dovute a torsione, l'area sottesa dalla linea media della sezione trasversale è sempre assunta pari a 25.73 m<sup>2</sup>.

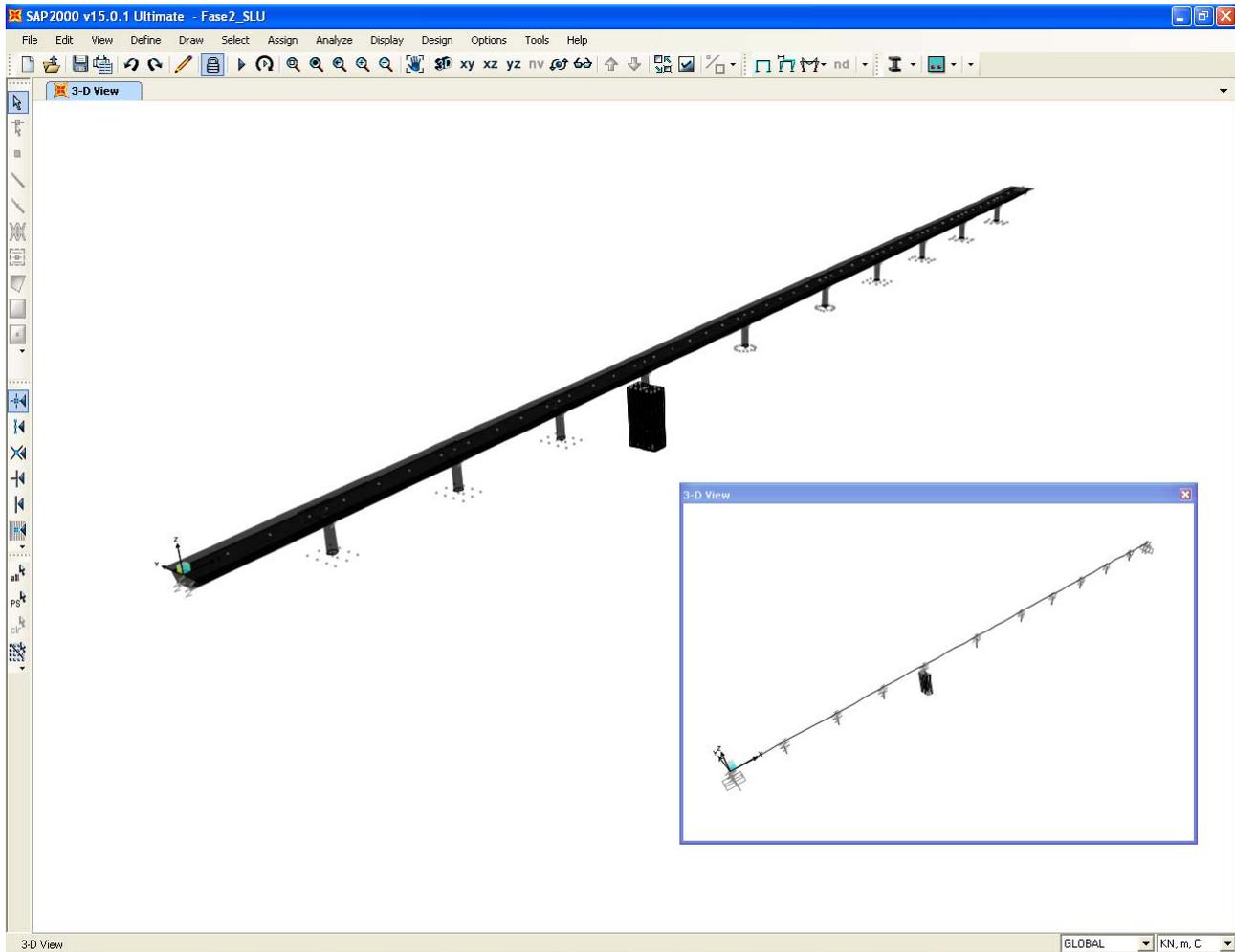


FIGURA 6-1: IMMAGINE DEL MODELLO DI CALCOLO “FASE 2”

## 6.2. ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento della struttura è stato svolto in relazione ai carichi sotto riportati.

### 6.2.1. Peso proprio degli elementi strutturali (PP)

Il peso proprio delle strutture viene assegnato in maniera automatica dal programma di calcolo (in funzione della geometria degli elementi che le schematizzano) come carico uniformemente distribuito. Si è inoltre assegnato un peso proprio pari a 20 KN agli elementi “link” schematizzanti gli isolatori sismici e carichi concentrati pari a 7000 KN (plinto a pianta rettangolare su pali), 5000 KN (plinto a pianta circolare su pali) e 5000 kN (plinto su diaframmi) ai nodi baricentrici dei plinti di fondazione in modo da simulare il loro peso

proprio e la loro massa. Si è inoltre assegnato il peso proprio dei pulvini (solamente le porzioni aggettanti rispetto al fusto della pila) come carico concentrato in testa alle pile di intensità pari a 750 kN.

Infine, il peso degli elementi strutturali secondari quali traversi (interasse 3.50 m), irrigidimenti, crociere, controventamenti e piolature è stato assegnato come carico uniformemente distribuito di intensità pari a 10.00kN/m (vedi carichi permanenti portati : CR).

### **6.2.2. Carichi permanenti portati (SP, SL, CR)**

I carichi permanenti portati sono stati assegnati come carico lineare sugli elementi finiti “frames” che schematizzano l’impalcato.

Nel modello “Fase 1” è stato assegnato il peso della soletta gettata in opera pari a 152.5 KN/m (ottenuto considerando un peso specifico complessivo del calcestruzzo fresco e delle armature predisposte pari a 26kN/mc) ed il peso di irrigidimenti, crociere, controventamenti e piolature per un totale di 10 KN/m.

Nel modello “SLU” e “SLV” è stato assegnato il peso proprio della pavimentazione stradale (42.4 kN/m), dei 3 cordoli di impalcato (7.9 kN/m), dei 2 guard-rail e del parapetto (2.5 kN/m), della veletta laterale e delle strutture leggere reggi-impianti (1.5 kN/m), per un totale pari a 54.3 KN/m.

### **6.2.3. Distorsioni - ritiro (RT)**

Il ritiro della soletta d’impalcato è stato considerato partendo dalle indicazioni riportate al punto 11.2.10.6 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 32$  MPa
- $\varepsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (16.35 \cdot 0.35) / (16.35 + 2 \cdot 0.35) = 672$  mm;
- $k_h = 0.7$ ;
- $\varepsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$
- $\varepsilon_{ca,\infty} = -0.000055$
- $\varepsilon_{cs,\infty} = -0.0003518$

Ipotizzando che il getto della soletta avvenga per fasi, in modo da realizzare porzioni di dimensioni sufficientemente ridotte di volume di getto, è ragionevole adottare un valore di progetto non superiore al 50% di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\varepsilon_{csd,\infty} = -0.000176$$

Tale deformazione indotta dal ritiro va considerata agente nel lungo termine e pertanto associata ad un modulo elastico E del conglomerato cementizio che in prima analisi è possibile assumere pari ad 1/3 del modulo elastico istantaneo. Dal momento che nel modello "SLU" il modulo elastico E assegnato al conglomerato cementizio è pari ad 1/2 del modulo elastico E istantaneo, va da sé che il valore di deformazione dovuta al ritiro da assegnare nel modello di calcolo è pari a:

$$\varepsilon_{cs,c,\infty} = -0.000176/3*2 = -0.0001173.$$

Ai fini del calcolo, quindi, si è assunta una variazione termica equivalente pari a:

$$\Delta T_R = -12 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Tale variazione termica equivalente è stata assegnata agli elementi "frames" schematizzanti l'impalcato come somma di una variazione termica negativa uniforme pari a -6 °C ed una variazione termica "a farfalla" pari a +/- 6 °C (con intradosso positivo ed estradosso negativo).

#### **6.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2)**

Le variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al Capitolo 6 della normativa EN 1991-1-5:2003 "Eurocodice 1: azioni sulle strutture. Parte 1-5: azioni generali – azioni termiche". In particolare si è assunto quanto segue:

- $T_{MAX} = 45 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $T_{MIN} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- Tipologia strutturale: 2.

Assumendo tali valori si ottengono le seguenti temperature:

- $T_{e,max} = 49 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $T_{e,min} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Da questi valori si ottengono le seguenti variazioni termiche uniformi applicate ai modelli di calcolo ai fini del dimensionamento degli isolatori e dei giunti

- $\Delta T_{N,con} = 15 - (-11) + 10 = 36 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $\Delta T_{N,exp} = 49 - 15 + 10 = 44 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Per quanto riguarda le variazioni termiche applicate al modello ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, si è fatto riferimento all'approccio 2 per la determinazione della variazione della temperatura lungo l'impalcato:

- $\Delta T_{heating} = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ ;
- $\Delta T_{cooling} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Queste variazioni termiche applicate in soletta vanno combinate secondo quanto previsto al punto 6.1.4.4 della medesima normativa tecnica, ottenendo 4 differenti condizioni di carico termico applicate al modello di calcolo "SLU" e qui riassunte:

- $\Delta T = +21.9 \text{ }^\circ\text{C}$  soletta  
 $\Delta T = +11.9 \text{ }^\circ\text{C}$  struttura metallica
- $\Delta T = -19.1 \text{ }^\circ\text{C}$  soletta  
 $\Delta T = -9.1 \text{ }^\circ\text{C}$  struttura metallica
- $\Delta T = +41.5 \text{ }^\circ\text{C}$  soletta  
 $\Delta T = +34 \text{ }^\circ\text{C}$  struttura metallica
- $\Delta T = -33.5 \text{ }^\circ\text{C}$  soletta  
 $\Delta T = -26 \text{ }^\circ\text{C}$  struttura metallica.

Al fine di gestire in maniera più agevole i vari casi di variazione termica, si è proceduto a creare un unico involucro "TM" da considerare poi nelle varie combinazioni di carico di progetto.

### **6.2.5. Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI)**

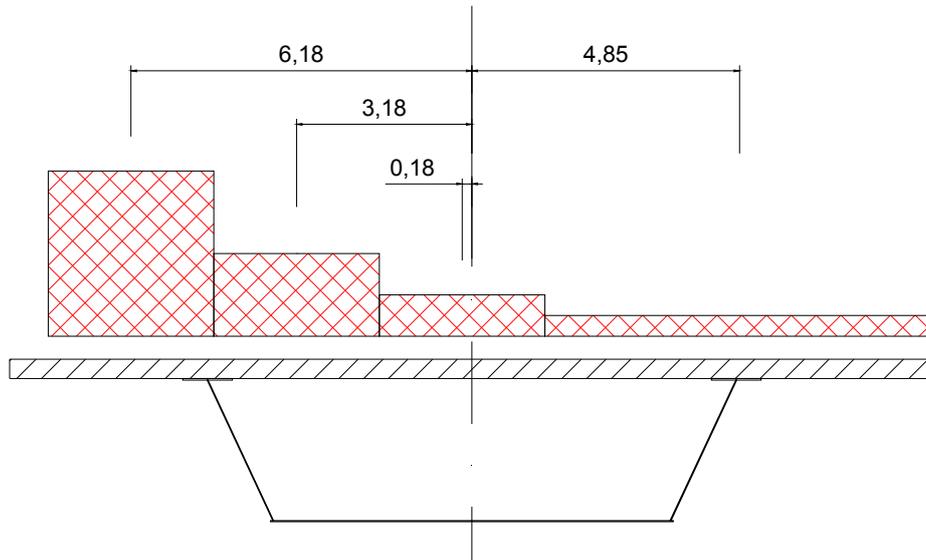
Secondo le indicazioni fornite dalle elaborazioni geotecniche, è ragionevole ipotizzare un cedimento verticale pari a 30 mm per quanto attiene alle spalle e pari a 10 mm per quanto attiene alle pile. Le analisi preliminari svolte sui modelli di calcolo evidenziano come l'incidenza percentuale dei suddetti cedimenti imposti, in riferimento alle massime sollecitazioni agenti in condizione statica (SLU), risulti all'incirca pari all'2% - 3%, pertanto i cedimenti in oggetto possono essere trascurati nelle analisi.

### **6.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP)**

In base a quanto esposto al punto 6.4, per quanto riguarda le combinazioni di carico in condizione statica, fino a quando le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai dispositivi di vincolamento risultano inferiori alle forze d'attrito, i dispositivi si comportano come collegamenti rigidi; una volta superato tale valore di forza, si comportano come collegamenti elastici di rigidezza crescente all'aumentare dall'azione assiale agente (diversa da combinazione a combinazione) e al diminuire dello spostamento orizzontale (anch'esso diverso tra una combinazione di carico e l'altra). Dal momento però che la condizione dimensionante per le sottostrutture è quella sismica (condizione per cui le forze trasmesse alle sottostrutture vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi) in cui viene considerato il ritiro al suo valore caratteristico e le variazioni termiche al 50% del loro valore caratteristico, si considera superflua l'ipotesi di approfondire tale problematica in quanto non vincolante ai fini del dimensionamento delle sottostrutture.

### **6.2.7. Carichi mobili (ML)**

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicati al punto 5.1.3.3.3 delle NTC08. Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1 e si è aggiunto un carico distribuito pari a 2.50 KPa sulla parte rimanente. I carichi mobili così definiti "Vehicles Class" sono stati assegnati a corsie di carico definite a priori e posizionate secondo la massima eccentricità rispetto all'asse dell'opera (corsie accatastate da un lato dell'impalcato, vedi schema di seguito riportato)). Si è poi eseguita l'analisi di tipo "Moving Load" in base alla quale il programma di calcolo determina di volta in volta l'effetto più gravoso (sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari) che le varie configurazioni di carichi mobili provocano sui vari elementi finiti costituenti il modello di calcolo "SLU" secondo la teoria delle linee di influenza.



**Vehicle Data**

Vehicle name:  Units:

Load Elevation:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		27.	300.
Leading Load	Infinite		27.	300.
Fixed Length	1.2		27.	300.
Trailing Load	Infinite		27.	

Vehicle Remains Fully In Path

**Vehicle Data**

Vehicle name:  Units:

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	200.
Leading Load	Infinite		7.5	200.
Fixed Length	1.2		7.5	200.
Trailing Load	Infinite		7.5	

Vehicle Remains Fully In Path

**Vehicle Data**

Vehicle name:  Units:

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	100.
Leading Load	Infinite		7.5	100.
Fixed Length	1.2		7.5	100.
Trailing Load	Infinite		7.5	

Vehicle Remains Fully In Path

**Vehicle Data**

Vehicle name: Corsia 4      Units: KN, m, C

Load Elevation: [Red Area]

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Trailing Load	Infinite		17.625	
Trailing Load	Infinite		17.625	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

### 6.2.8. Azione di frenatura (FR)

L'azione di frenatura indotta dai veicoli è stata considerata in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicate al punto 5.1.3.5 delle NTC08. Data la lunghezza dell'impalcato si ha  $F_{FR} = 900$  kN:

$$F_{FR} = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 608 = 2002 \text{ KN} > 900 \text{ kN}.$$

Considerando che ai sensi di quanto indicato nella Tabella 5.1.IV riportata nelle NTC08 l'azione di frenatura va considerata solo in combinazione con il valore frequente dei carichi mobili verticali (pari al 75% del loro valore caratteristico), che per il dimensionamento dell'impalcato risultano vincolanti i carichi verticali e che ai fini del dimensionamento delle sottostrutture è l'azione sismica ad essere vincolante (azione che non viene combinata con l'azione dei veicoli e della frenatura), l'azione della frenatura verrà trascurata nei dimensionamenti degli elementi strutturali. S'intende che gli isolatori sismici hanno il compito di assorbire l'azione della frenatura (combinata opportunamente con l'azione del vento trasversale) tramite la loro resistenza di attrito statico.

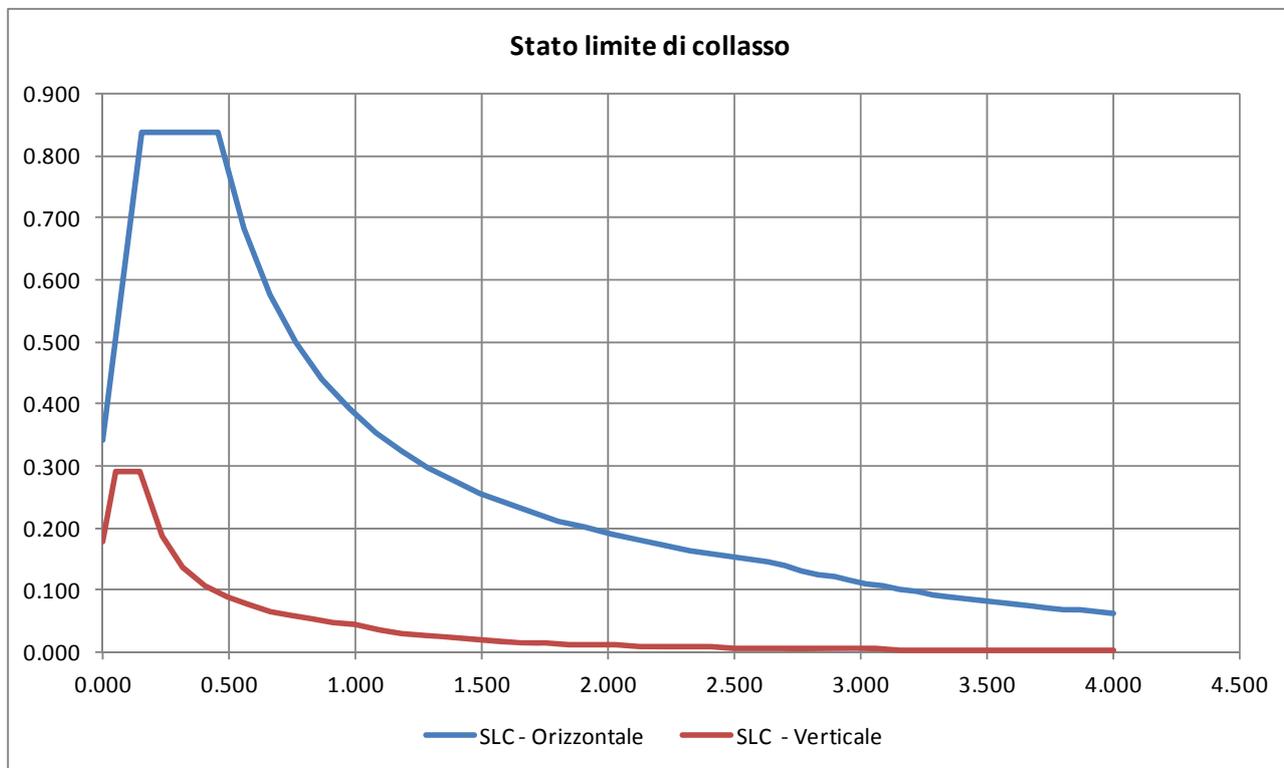
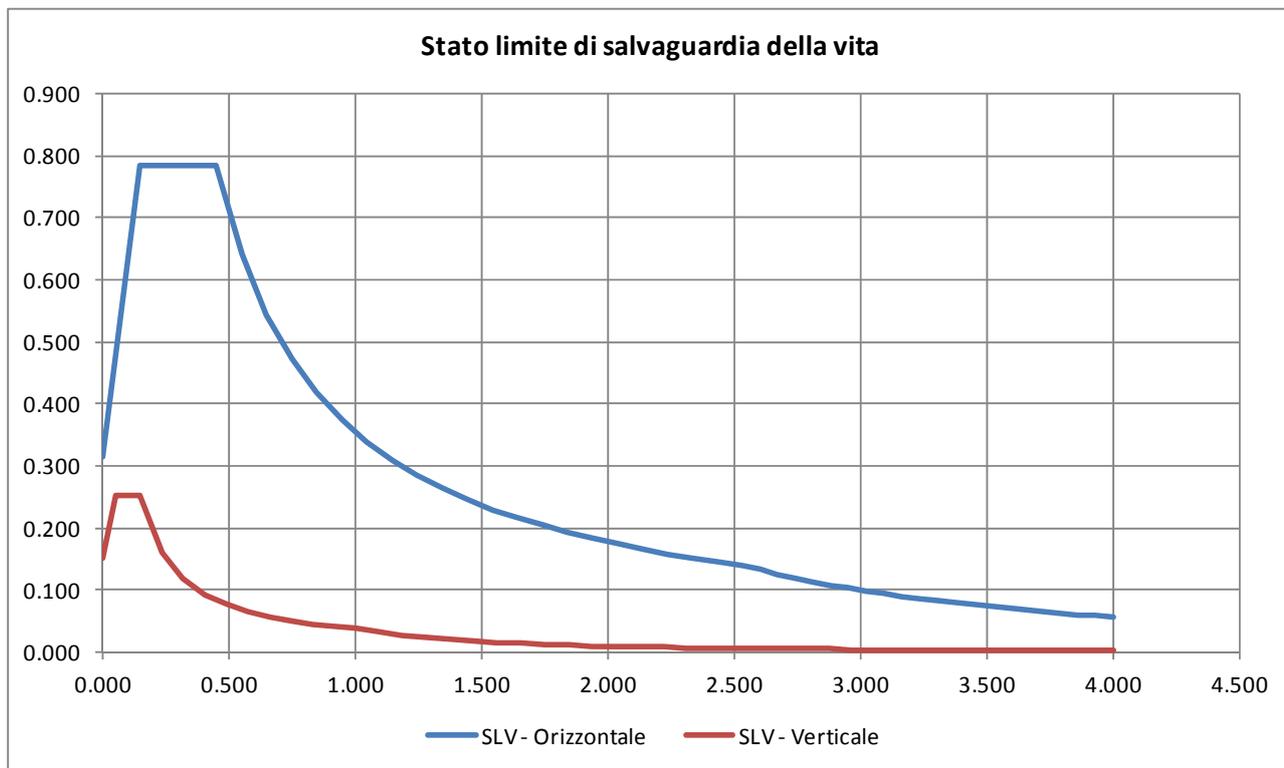
**6.2.9. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z)**

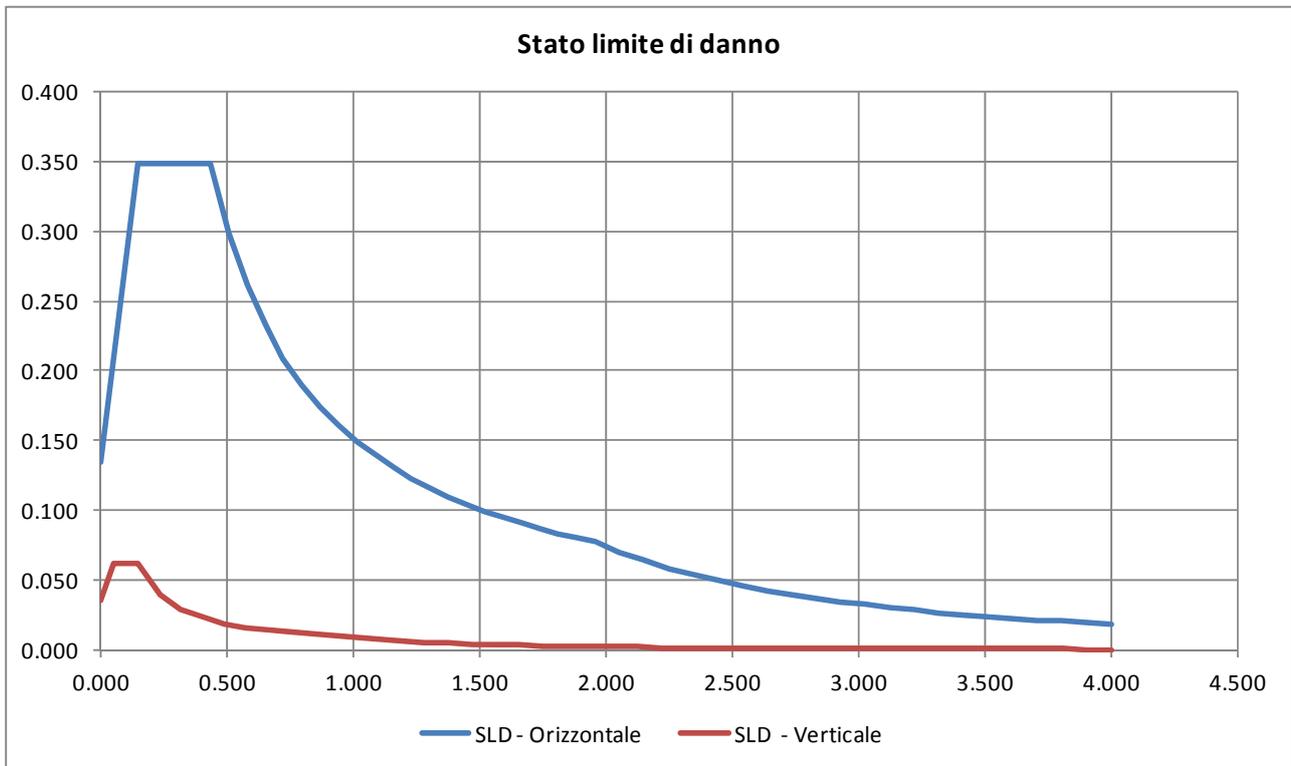
L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori a scorrimento a superficie curva (Friction Pendulum Isolators), inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08 (si veda per maggiori informazioni il punto 1). Tale sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente secondo le indicazioni del punto 7.10.5.2 delle NTC08; pertanto si è adottata l'analisi lineare dinamica (analisi con spettro di risposta) come metodologia di analisi sismica.

La determinazione dello spettro elastico di riferimento dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

- Longitudine:  $10.9843^\circ$ ;
- Latitudine:  $44.9141^\circ$
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV  $\rightarrow C_u = 2.0$ ;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura:  $q = 1$  (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);
- Indice di smorzamento viscoso equivalente:  $\xi = 0.05$  (si veda il punto 6.4).

Si ottengono gli spettri illustrati nel seguito.





### 6.2.10. Azione del vento (VN)

L'azione del vento è assegnata sulla base delle indicazioni del par. 3.3 delle NTC'08 assumendo i seguenti parametri di base:

- Zona 2:  $v_{b,0}=25$  m/s
- $A_s < 750$ m
- Classe di rugosità del terreno: D
- Categoria di esposizione: II
- Coefficiente di esposizione:  $C_e=2.62$
- Coefficiente di forma:  $C_p=1.40$
- La pressione del vento è pari a circa 1.50 kN/mq.

Per quanto riguarda la modellazione, il vento è assegnato come forza per unità di lunghezza agente in direzione ortogonale all'asse dell'impalcato. Il calcolo dell'intensità di detta forza è eseguito assumendo una superficie di impatto del vento di altezza pari all'altezza della trave metallica + l'altezza della soletta + 10cm

di altezza della pavimentazione stradale + l'altezza di ingombro dei veicoli (assunta pari a 3.00m) o quella dell'eventuale barriera fonoassorbente (assunta pari a 4.00m).

### 6.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le combinazioni di carico da implementare per le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche allo SLE in condizioni statiche sono riportate sotto, mentre i coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nelle Tabelle seguenti.

#### **Combinazioni SLU-SLE**

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:
 
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
 
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

#### **Combinazione SLV**

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

#### **Carichi gravitazionali per valutazione delle masse in fase sismica**

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

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5



SLU-FASE 1	1	2																
PP	1.35	1.00																
SL	1.35	1.00																
CR	1.35	1.00																

SLU-FASE 2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
TM	0.00	0.72	0.00	0.72	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ML	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00
VN	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.90	1.50	1.50	1.50

SLV - FASE 2	1	2	3	4	5	6
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLV-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SLV-y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SLV-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50

SLC - FASE 2	1	2	3	4	5	6
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLC-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SLC-Y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SLC-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50

SLE-FASE 1	1
PP	1.00
SL	1.00
CR	1.00

SLE FASE 2-FR	1	2	3	4	5
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
TM	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50
ML	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
VN	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20

SLE FASE 2-QP	1	2
SP	1.00	1.00
RT	1.00	1.00
TMP	0.00	0.50
ML	0.00	0.00
VN	0.00	0.00

SLD- FASE 2	1	2	3	4	5	6
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLD-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SLD-Y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SLD-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50

Va segnalato che nel caso di combinazioni contenenti analisi a spettro di risposta il programma di calcolo utilizzato provvede alla restituzione del valore massimo e minimo per ogni grandezza in output (per questo motivo la combinazione  $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$  fornisce i medesimi risultati numerici di tutte le combinazioni caratterizzate dagli stessi coefficienti ma con segni permutati che, pertanto, divengono inutili; ad esempio, la combinazione  $-Ex - 0.3Ey - 0.3Ez$  fornirebbe gli stessi risultati della  $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$ ).

## 6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

La tabella seguente riporta la tipologia di analisi eseguita per ognuno dei casi di carico indagati.

CASO DI ANALISI	TIPOLOGIA
PP	STATICA LINEARE
SL	STATICA LINEARE
CR	STATICA LINEARE
SP	STATICA LINEARE
RT	STATICA LINEARE
TMP 1	STATICA LINEARE
TMP 2	STATICA LINEARE
TMN 1	STATICA LINEARE
TMN 2	STATICA LINEARE
ML	STATICA LINEARE
VN	STATICA LINEARE
SLD-X	DINAMICA LINEARE
SLD-Y	DINAMICA LINEARE
SLD-Z	DINAMICA LINEARE
SLV-X	DINAMICA LINEARE
SLV-Y	DINAMICA LINEARE
SLV-Z	DINAMICA LINEARE
SLC-X	DINAMICA LINEARE
SLC-Y	DINAMICA LINEARE
SLC-Z	DINAMICA LINEARE

Per quanto attiene alle analisi in condizione sismica è opportuno approfondire tramite le seguenti informazioni. Il sistema di isolamento previsto è modellabile come “lineare equivalente” ai sensi del punto 7.10.5.2 delle NTC08 e presenta le caratteristiche dinamiche, ai fini del calcolo, di seguito riassunte.

Dal momento che la rigidità del sistema di isolamento  $K_{esi}$  e l'indice di smorzamento viscoso equivalente  $\zeta_{esi}$  dipendono dal massimo spostamento di progetto (SLC), è stata applicata una procedura iterativa accertandosi il rispetto di quanto previsto al punto 7.10.5.2 delle NTC08. Si fa presente che si è assunto, a priori, un limite massimo superiore di 0.20 per il valore dell'indice di smorzamento viscoso: nel caso in cui il valore di calcolo risulti superiore a tale limite, nelle analisi sarà comunque assunto  $\zeta_{esi}=0.20$ .

La procedura di “taratura” delle rigidezze dei dispositivi di isolamento è stata eseguita su un modello di calcolo del ponte che non prevede la presenza delle sottostrutture. In pratica il modello è lo stesso di quello di fase 2 con la differenza che all'intradosso degli elementi “link” schematizzanti gli isolatori sono presenti dei vincoli fissi. La scelta è stata dettata dalla volontà di non alterare la risposta dinamica dell'impalcato con gli effetti locali inerenti la (limitata) deformabilità delle sottostrutture e soprattutto del terreno di fondazione.

La tabella che segue illustra le caratteristiche di rigidità assegnate finalmente agli elementi “link” a valle della procedura iterativa di taratura ( $u_1$  = rigidità agli spostamenti verticali,  $u_2$  = rigidità agli spostamenti longitudinali,  $u_3$  = rigidità agli spostamenti trasversali).

TABLE: Link Property Definitions 02 - Linear			
Link	DOF	Fixed	TransKE
Text	Text	Yes/No	KN/m
01	U1	No	16000000
01	U2	No	1565
01	U3	No	1536
02	U1	No	16000000
02	U2	No	4841
02	U3	No	4795
03	U1	No	16000000
03	U2	No	4677
03	U3	No	4675
04	U1	No	16000000
04	U2	No	4310
04	U3	No	4332
05	U1	No	16000000
05	U2	No	5709
05	U3	No	5743
06	U1	No	16000000
06	U2	No	6919
06	U3	No	6945
07	U1	No	16000000
07	U2	No	5889
07	U3	No	5917
08	U1	No	16000000
08	U2	No	4936
08	U3	No	4968
09	U1	No	16000000
09	U2	No	5200
09	U3	No	5230
10	U1	No	16000000
10	U2	No	5165
10	U3	No	5170
11	U1	No	16000000
11	U2	No	5116
11	U3	No	5077
12	U1	No	16000000
12	U2	No	1509
12	U3	No	1487

La tabella che segue illustra i risultati dell'analisi dinamica modale eseguita assumendo i parametri di rigidezza equivalente calcolati al penultimo passo della procedura iterativa. Detti spostamenti differiscono meno del 5% da quelli calcolati al passo precedente

TABLE: Element Deformations - Links								U2 Long	U3 trasv						
Link	LinkElem	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R	$\mu$	X	P	$\xi_{esi}$	k esi	Disp	
Text	Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm								
1	1	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-2015	0.37	1572	1	
2	2	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-2015	0.37	1572	1	
3	3	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6229	0.37	4862	2	
4	4	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6229	0.37	4862	2	
5	5	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6018	0.37	4698	3	
6	6	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6018	0.37	4698	3	
7	7	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-5546	0.37	4329	4	
8	8	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-5546	0.37	4329	4	
9	9	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-7345	0.37	5735	5	
10	10	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-7345	0.37	5735	5	
11	11	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-8896	0.37	6950	6	
12	12	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-8896	0.37	6950	6	
13	13	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-7575	0.37	5915	7	
14	14	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-7575	0.37	5915	7	
15	15	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6351	0.37	4958	8	
16	16	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6351	0.37	4958	8	
17	17	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6690	0.37	5223	9	
18	18	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6690	0.37	5223	9	
19	19	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6646	0.37	5188	10	
20	20	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6646	0.37	5188	10	
21	21	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6582	0.37	5139	11	
22	22	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-6582	0.37	5139	11	
23	23	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-1943	0.37	1516	12	
24	24	SLC-X	LinRespSpec	Max	0	142	0	3100	0.065	0.142	-1943	0.37	1516	12	
1	1	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	143	3100	0.065	0.143	-2015	0.37	1565	1	
2	2	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	143	3100	0.065	0.143	-2015	0.37	1565	1	
3	3	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	142	3100	0.065	0.142	-6229	0.37	4855	2	
4	4	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	142	3100	0.065	0.142	-6229	0.37	4855	2	
5	5	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-6018	0.37	4706	3	
6	6	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-6018	0.37	4706	3	
7	7	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-5546	0.37	4345	4	
8	8	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-5546	0.37	4345	4	
9	9	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-7345	0.37	5754	5	
10	10	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-7345	0.37	5754	5	
11	11	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-8896	0.37	6961	6	
12	12	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-8896	0.37	6961	6	
13	13	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-7575	0.37	5931	7	
14	14	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-7575	0.37	5931	7	
15	15	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-6351	0.37	4977	8	
16	16	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-6351	0.37	4977	8	
17	17	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-6690	0.37	5242	9	
18	18	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-6690	0.37	5242	9	
19	19	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-6646	0.37	5198	10	
20	20	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	141	3100	0.065	0.141	-6646	0.37	5198	10	
21	21	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	142	3100	0.065	0.142	-6582	0.37	5135	11	
22	22	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	142	3100	0.065	0.142	-6582	0.37	5135	11	
23	23	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	143	3100	0.065	0.143	-1943	0.37	1512	12	
24	24	SLC-Y	LinRespSpec	Max	0	0	143	3100	0.065	0.143	-1943	0.37	1512	12	
								mm		m	kN		kN/m		

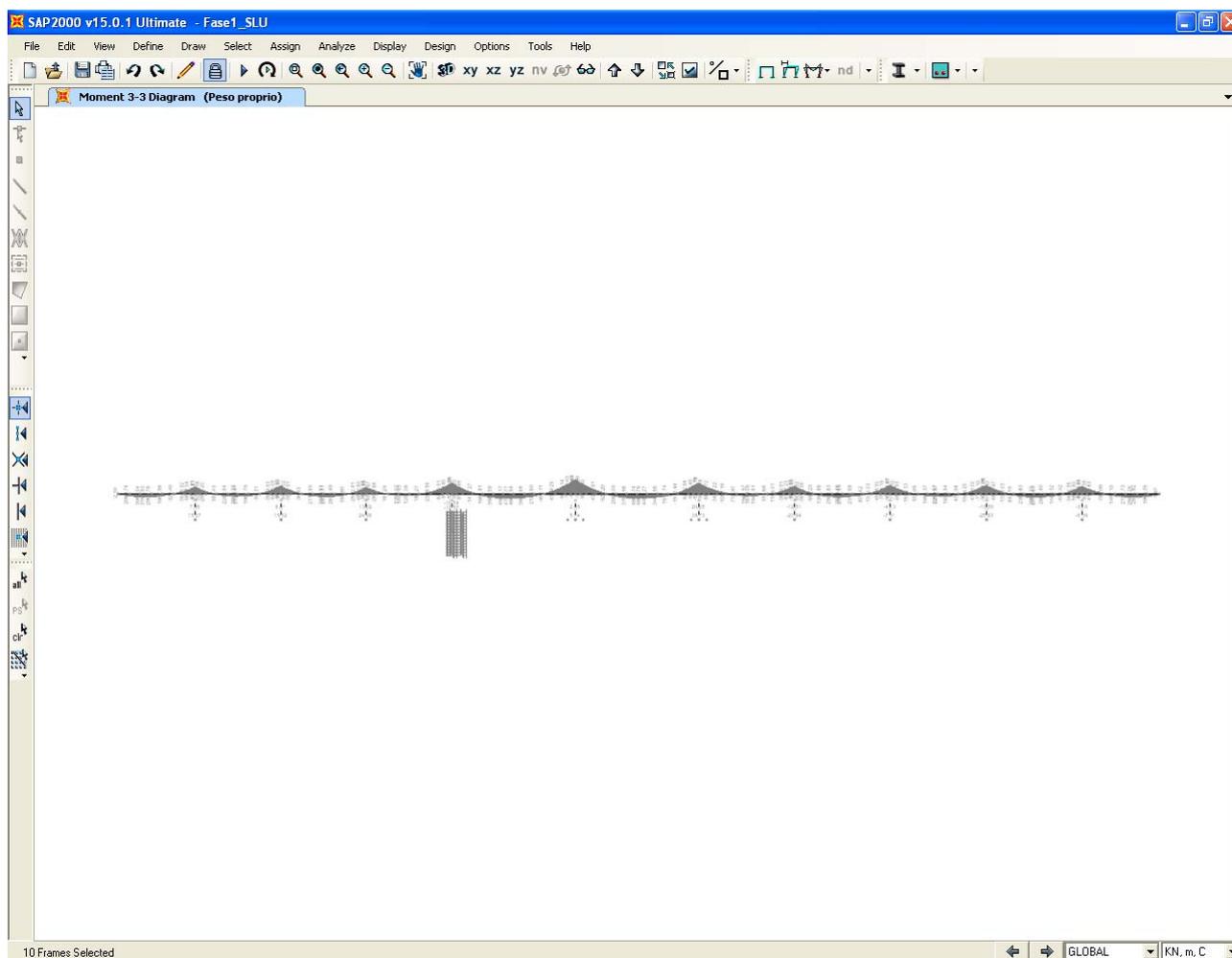
Le caratteristiche di rigidità equivalente (e di smorzamento viscoso equivalente) tarate come descritto in precedenza sono poi state implementate nei modelli di fase 1 e 2 per l'esecuzione di tutte le analisi strutturali.

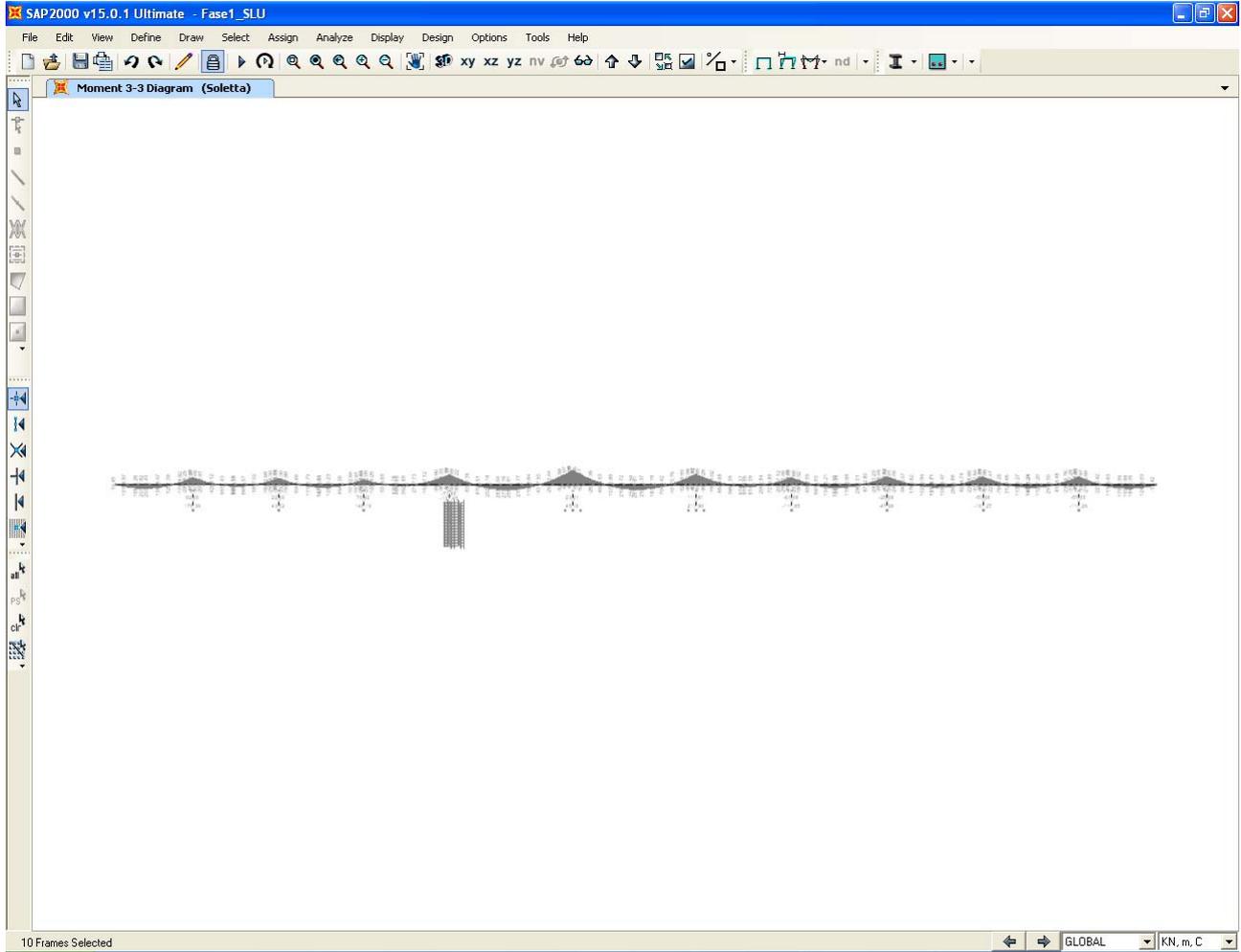
Le analisi svolte sono di tipo "dinamiche lineari" con spettro di risposta e la riduzione delle forme spettrali in funzione di  $\xi_{esi}$  è stata considerata direttamente dal programma di calcolo utilizzato per i primi modi di vibrare orizzontali; per i modi rimanenti si sono considerati gli spettri di risposta elastici definiti per un indice di smorzamento viscoso equivalente standard pari al 5%.

In realtà, la procedura sopra descritta andrebbe, a rigore, ripetuta anche per il sisma allo SLD in quanto in tal caso lo spostamento atteso risulta inferiore a quello relativo al sisma SLC; pertanto sia la rigidità del sistema di isolamento che l'indice di smorzamento viscoso relativi alla risposta del sistema di isolamento nei confronti del sisma SLD sono maggiori rispetto ai valori relativi alla risposta del sistema stesso nei confronti del sisma SLC. Tale aspetto ha influenza sul calcolo dello spostamento atteso allo SLD e al conseguente dimensionamento dei giunti. Tuttavia nel caso in esame, risultando gli spostamenti attesi per lo SLD modesti (vedi 6.5.10) non si è ritenuto necessario eseguire la differenziazione sopra descritta delle proprietà meccaniche degli isolatori per i due diversi sismi di progetto (SLC, SLD).

#### **6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni**

In quanto segue si riportano le Figure estratte dal programma di calcolo SAP2000 che mostrano l'andamento delle sollecitazioni flessionali dell'impalcato in riferimento ai vari casi di analisi indagate.

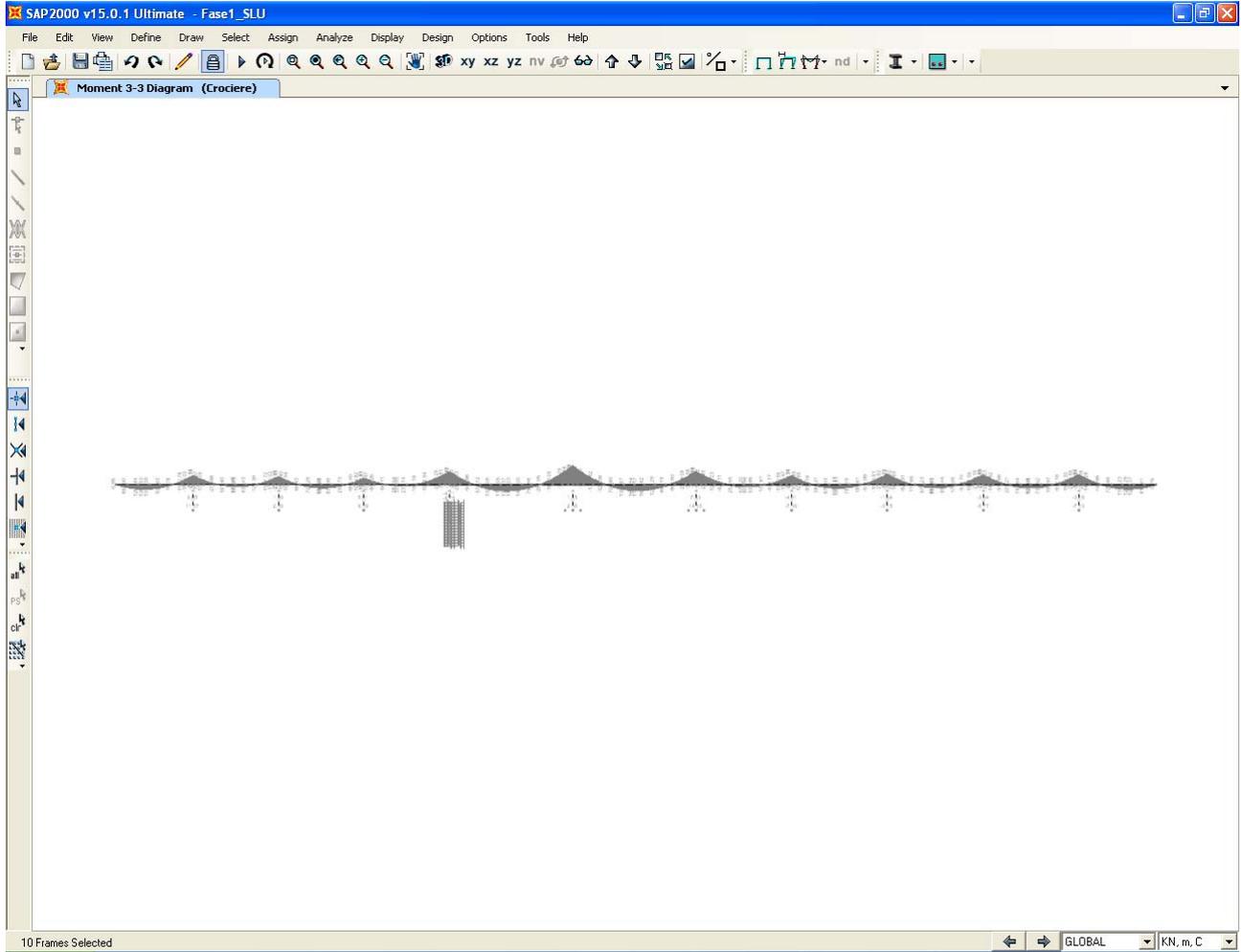


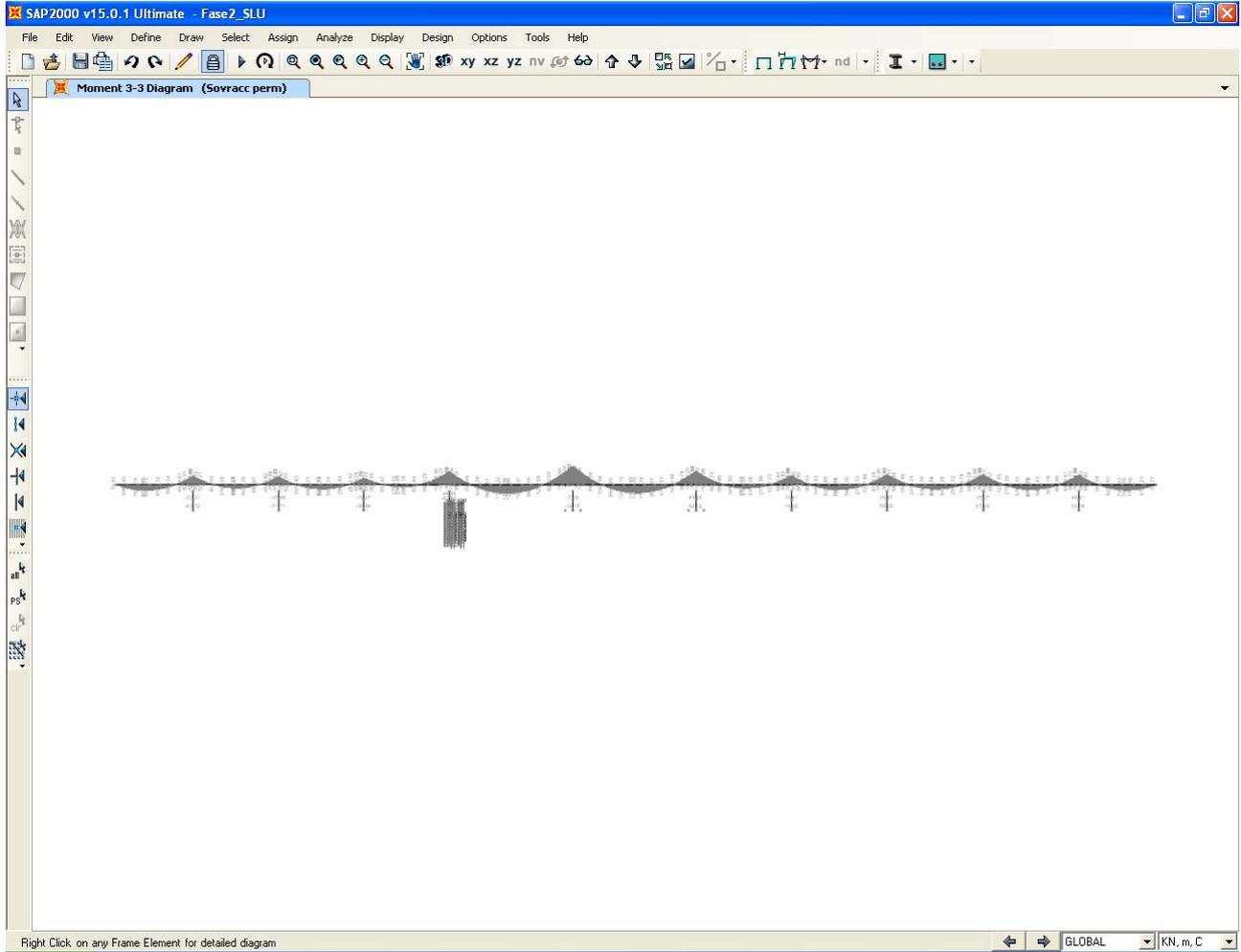


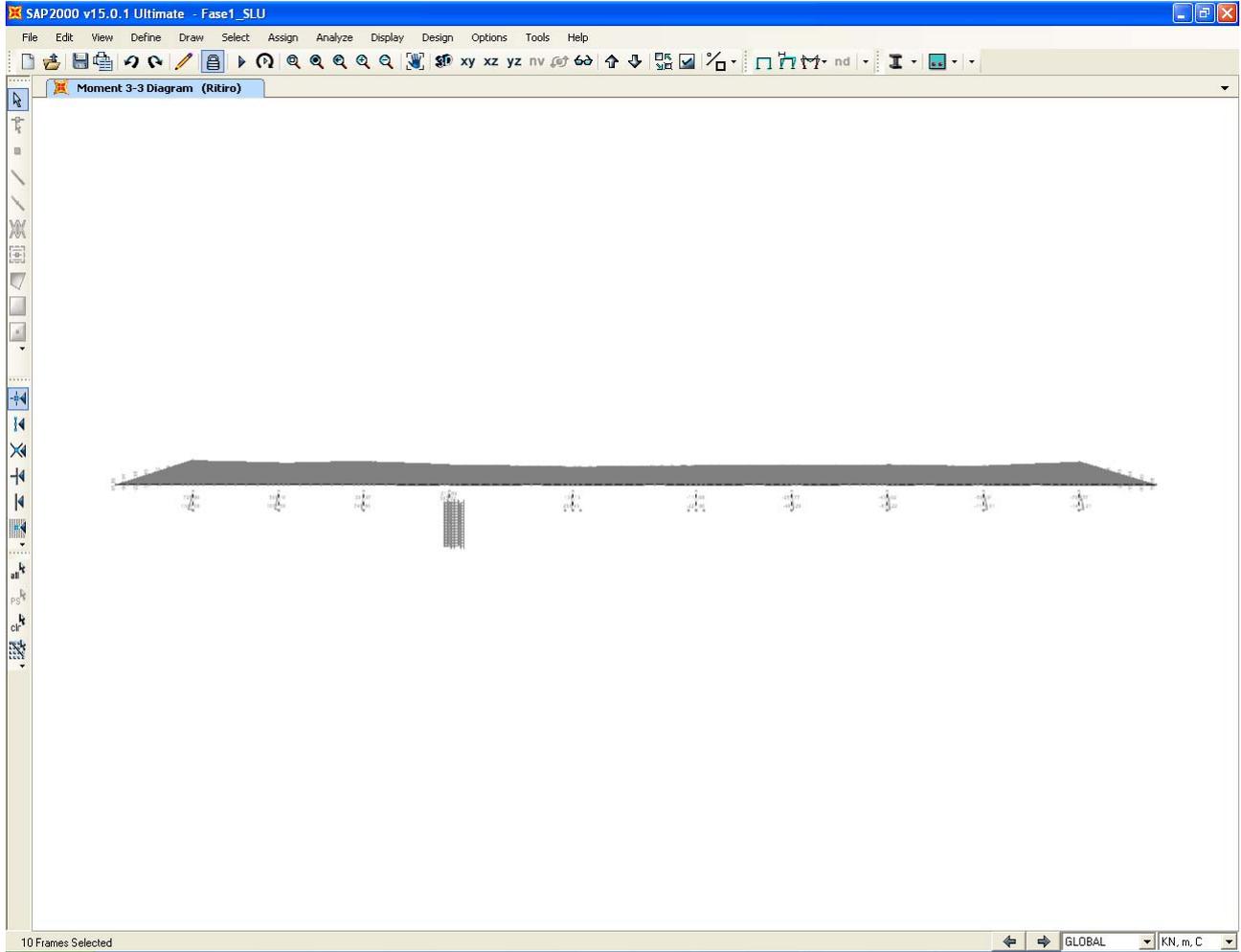


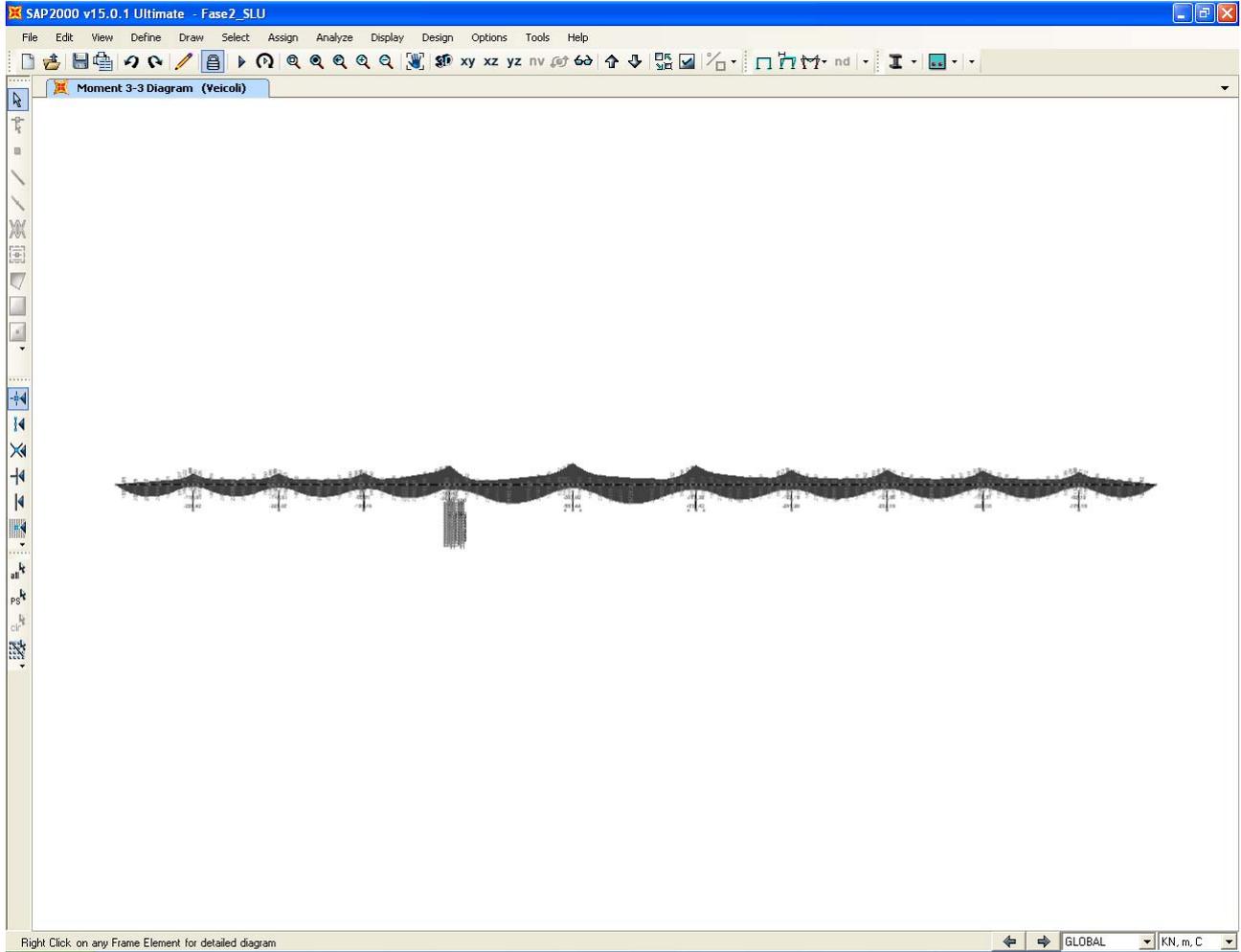
AUTOSTRADA  
REGIONALE  
CISPADANA

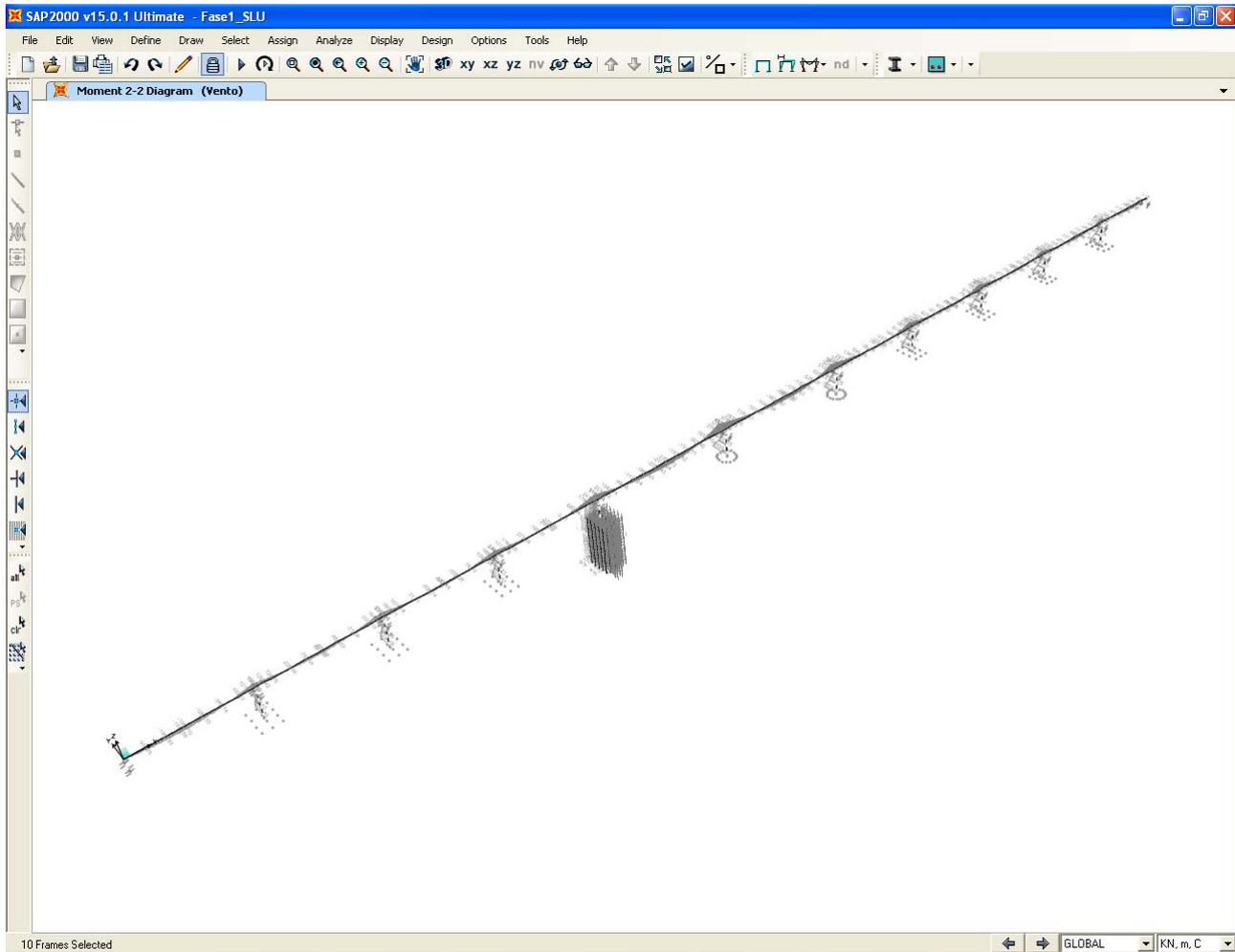
**REGIONE EMILIA ROMAGNA**  
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA  
Dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13  
**PROGETTO DEFINITIVO**  
**OPERE STRUTTURALI**  
APO05 – PONTE SUL FIUME SECCHIA  
**RELAZIONE DI CALCOLO**





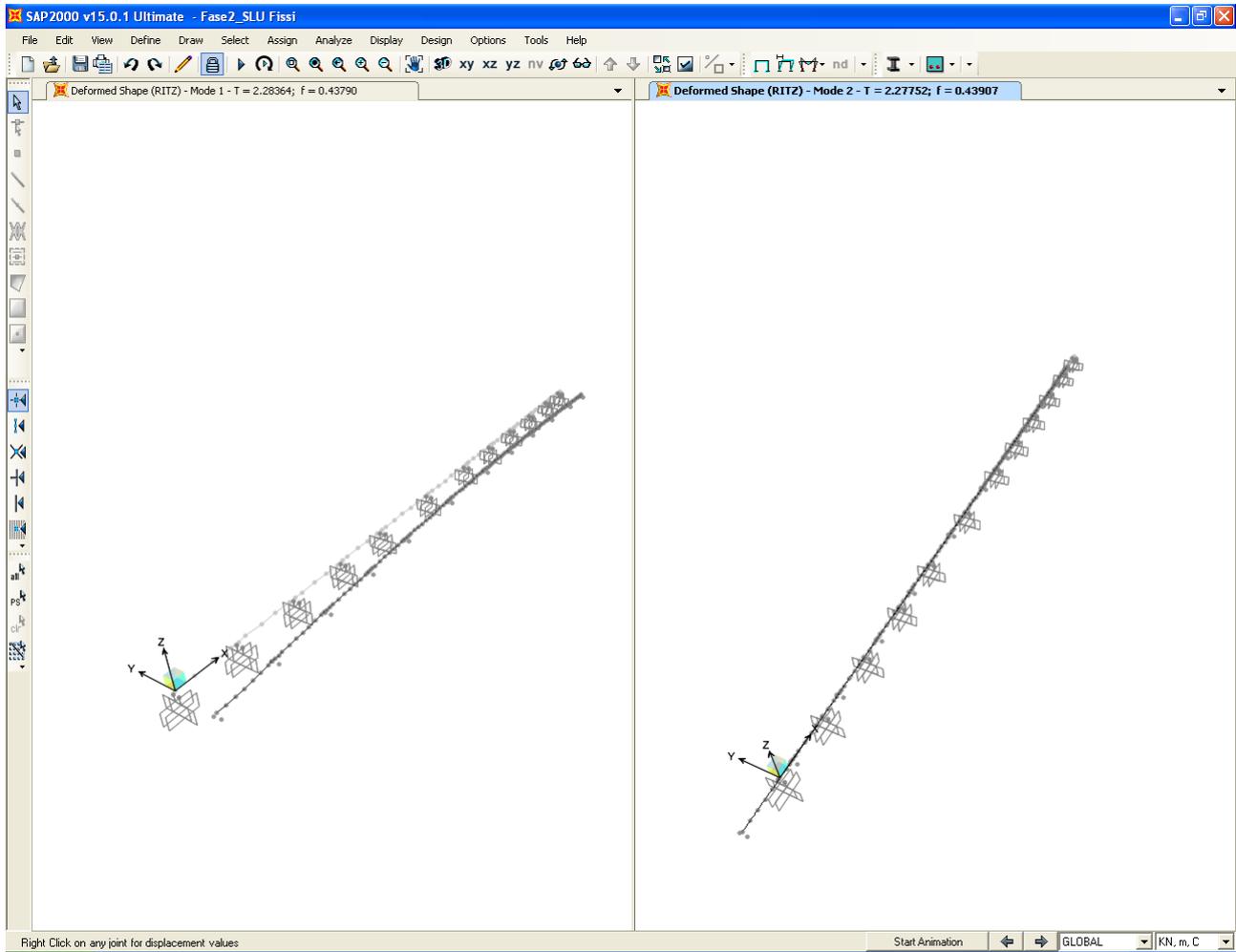


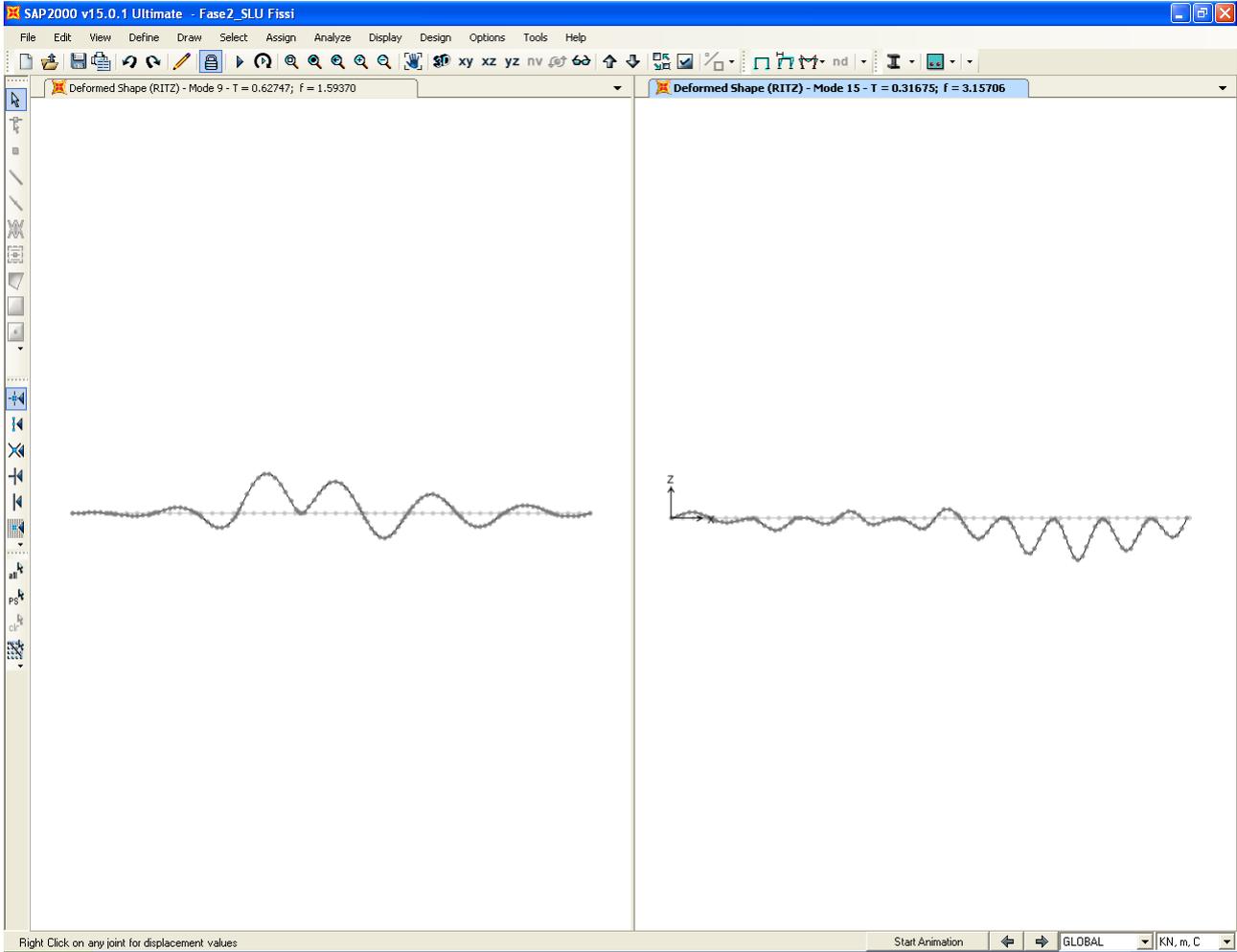




#### 6.4.2. Analisi modale dell'opera

L'analisi modale dell'opera è stata eseguita tramite algoritmo di "Ritz" assegnando come vettore iniziale dei carichi le accelerazioni orizzontali in direzione longitudinale e trasversale e in direzione verticale. Di seguito si riportano le deformate modali dei modi di vibrare significativi in termini di massa attivata e la tabella riportante la percentuale di massa attivata per ogni singolo modo. Si riportano, inoltre, le conseguenti deformate significative relative all'analisi sismica eseguita con spettro di risposta.





**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RITZ	Mode	1	2.283637	0	0.98606	0	0	0.98606	0
RITZ	Mode	2	2.277516	0.99999	0	1.035E-11	0.99999	0.98606	1.035E-11
RITZ	Mode	3	2.269357	0	0.00107	0	0.99999	0.98713	1.035E-11
RITZ	Mode	4	2.224693	0	0.01276	0	0.99999	0.99989	1.035E-11
RITZ	Mode	5	1.877144	0	0.000002199	0	0.99999	0.9999	1.035E-11
RITZ	Mode	6	1.386256	0	0.00005433	0	0.99999	0.99995	1.035E-11
RITZ	Mode	7	0.935694	0	0.000005883	0	0.99999	0.99996	1.035E-11
RITZ	Mode	8	0.85303	0.000001317	0	0.000001923	0.99999	0.99996	0.000001923
RITZ	Mode	9	0.627473	1.082E-07	0	0.0604	0.99999	0.99996	0.0604
RITZ	Mode	10	0.569747	1.312E-07	0	0.01693	0.99999	0.99996	0.07732
RITZ	Mode	11	0.480711	8.391E-08	0	0.01907	0.99999	0.99996	0.0964
RITZ	Mode	12	0.455922	6.15E-08	0	0.00208	0.99999	0.99996	0.09847
RITZ	Mode	13	0.393508	0.000000727	0	0.00614	1	0.99996	0.10461
RITZ	Mode	14	0.377399	2.276E-07	0	0.056	1	0.99996	0.16062
RITZ	Mode	15	0.31675	8.508E-08	0	0.33236	1	0.99996	0.49298
RITZ	Mode	16	0.271079	3.018E-07	1.557E-19	0.20062	1	0.99996	0.6936
RITZ	Mode	17	0.266592	0	0.00003486	6.644E-16	1	0.99999	0.6936
RITZ	Mode	18	0.250802	0.000002259	1.192E-20	0.0073	1	0.99999	0.7009
RITZ	Mode	19	0.15762	0.000001475	0	5.602E-07	1	0.99999	0.7009
RITZ	Mode	20	0.083995	3.321E-12	0	0.17624	1	0.99999	0.87715

## 6.5. CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

---

Le verifiche di resistenza e di stabilità (ove vincolanti) degli elementi strutturali sono state condotte operando con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in conformità a quanto previsto dalle NTC08.

Le verifiche a fessurazione (SLE) negli elementi in c.a. sono state condotte sia con il metodo indiretto tabellare di cui alla C.M. n.617 del 020/2/2009, sia con il metodo diretto in riferimento alla stessa Circolare. Si trascura la verifica a fessurazione della soletta in direzione longitudinale in quanto non dimensionante ai fini di una progettazione definitiva.

Le verifiche a fatica e le verifiche alle tensioni in esercizio degli elementi metallici e in c.a. sono state trascurate in quanto non dimensionanti ai fini di una progettazione definitiva (per gli elementi metallici sono generalmente vincolanti le verifiche di resistenza/instabilità/deformabilità e per quelli in c.a. la verifica a fessurazione).

### 6.5.1. Dimensionamento soletta d'impalcato

Il dimensionamento della soletta di impalcato ed i criteri di modellazione adottati sono illustrati nell'elaborato "PD-0-A00-A0000-0-OM-RT-01".

### 6.5.2. Dimensionamento cassone metallico

#### 6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

La sezione del cassone metallico costituente l'impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle NTC08 e cioè limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali ( $f_{cd}$  e  $f_{yd}$ ). Come già indicato, il contributo della soletta in c.a. è stato trascurato (anche ai fini delle verifiche sezionali) per i conci in asse pila e i conci "intermedi"; in tali conci si è considerata agente l'armatura in soletta.

L'azione tagliante verticale si è considerata uniformemente distribuita sulle anime del cassone metallico, mentre per la determinazione delle tensioni tangenziali dovute alla torsione si è fatto riferimento alla formulazione di "Bredt" per sezioni sottili chiuse.

Per quanto riguarda la combinazione delle tensioni normali e tangenziali si è utilizzato il metodo elastico di "Von Mises" riportato nell'espressione 4.2.5 delle NTC08.

Il calcolo è stato svolto differenziando le sollecitazioni allo SLU dovute al modello di calcolo “fase 1” da quelle dovute al modello di calcolo “SLU” e, operando in campo elastico e lineare, si è eseguita a valle la somma delle tensioni (le condizioni sismiche non sono dimensionanti per l’impalcato).

In seguito si riportano i risultati dei calcoli svolti (involuppo di sollecitazioni e tensioni) per la sezioni in asse pila, per la sezione di passaggio dal concio in asse pila al concio “intermedio” e per la sezione in campata maggiormente sollecitata. Valgono le seguenti indicazioni:

- P, V2, T e M3 indicano rispettivamente l’azione assiale (positiva se di trazione), il taglio verticale, il momento torcente e il momento flettente agente attorno all’asse d’inerzia orizzontale;
- Si riportano le sollecitazioni per l’unica combinazione di carico “ENV-SLU/SLV” definita come l’involuppo tra tutte le combinazioni di carico allo SLU e allo SLV;
- w1, w2, w3, w4, w5, A<sub>inf</sub>, A<sub>sup</sub> indicano rispettivamente l’intradosso del cassone metallico, l’estradosso della piattabanda inferiore, l’intradosso delle piattabande superiori, l’estradosso delle piattabande superiori, l’estradosso della soletta in c.a., l’armatura inferiore in soletta e l’armatura superiore in soletta;
- $\tau$ ,  $\tau_v$  indicano la tensione tangenziale dovuta al taglio e  $\tau_T$  la tensione tangenziale dovuta alla torsione calcolata unicamente per l’anima (è solo in anima che si combinano le tensioni normali a quelle tangenziali dovute al taglio, per cui la tensione tangenziale dovuta alla torsione è trascurabile negli elementi rimanenti);
- La tensione ideale è calcolata solo alla fibra 2 e alla fibra 3 secondo le ipotesi già dette sulla distribuzione dell’azione di taglio;
- Con “Fase 2” si intendono le sollecitazioni (e tensioni) determinante con il modello “SLU” e si fissano a 1.0 eventuali coefficienti moltiplicativi del momento flettente M3 (la riduzione del momento flettente in pila è automaticamente considerata in fase di analisi dal modello di calcolo in quanto si è opportunamente trascurata la soletta in termini di rigidità flessionale);
- Le tensioni sono indicate in MPa.

**Sezione in asse pila**

<b>MAX</b>	45.5	10315.3	0.0	0.0	0.0	-13330.3
<b>MIN</b>	-14.9	-10268.6	0.0	0.0	0.0	-145340.9
<b>StepType</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
-12.8	-12.3	152.0	160.0	0.1	62.6	172.1	186.5	<b>MAX</b>
-139.0	-134.0	13.9	14.7	0.0	-62.4	35.7	36.7	<b>MIN</b>

“Fase 1” – sollecitazioni e tensioni

<b>MAX</b>	507.9	7699.1	661.6	16305.4	11831.5	45429.9	45429.9
<b>MIN</b>	-4245.0	-7713.8	-645.9	-16245.6	-10675.2	-106270.2	-106270.2
<b>StepType</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M3</b>
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>T</sub>	σ ideale		N fase 1	σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3		w4	w5	Ainf	Asup	
39.1	38.1	99.4	104.9	-0.1	-0.2	111.7	121.9	0.4	46.8	12.2	133.7	128.1		-0.1	-0.2	106.8	117.1	<b>MAX</b>
-100.0	-96.6	-17.1	-18.7	-1.4	-2.0	37.6	41.0	-5.1	-46.8	-12.1	35.5	22.0		-1.4	-1.9	34.9	38.4	<b>MIN</b>

“Fase 2” – sollecitazioni e tensioni

<b>MAX</b>	533	18014	662	16305	11831	32100
<b>MIN</b>	-4235	-17982	-646	-16246	-10675	-251611
<b>Internal Forces - Frames</b>						
<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>T</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
26.3	25.8	251.5	264.9	-0.1	-0.2	111.7	121.9	0.5	109.4	12.2	305.8	314.0	-0.1	-0.2	106.8	117.1	<b>MAX</b>
-239.0	-230.6	-3.2	-4.0	-1.4	-2.0	37.6	41.0	-5.1	-109.2	-12.1	52.1	48.1	-1.4	-1.9	34.9	38.4	<b>MIN</b>

Fase 1 + Fase 2: Verifica completa

Come si deduce dall'ultima tabella riportata la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico dei materiali.

**Sezione di passaggio “concio pila” – “concio intermedio**

<b>MAX</b>	45.5	8493.6	0.0	0.0	0.0	21943.0
<b>MIN</b>	2.5	-8446.9	0.0	0.0	0.0	-89184.2
<b>StepType</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
29.3	28.5	147.8	154.1	0.1	51.1	145.7	172.0	<b>MAX</b>
-119.2	-116.0	-36.4	-37.9	0.0	-50.9	9.6	11.3	<b>MIN</b>

“Fase 1” – sollecitazioni e tensioni

<b>MAX</b>	432.7	5393.3	367.2	11805.1	8275.2	67722.0	67722.0
<b>MIN</b>	-3577.0	-4905.2	-435.4	-12562.6	-8507.2	-45896.6	-45896.6
<b>StepType</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M3</b>
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>r</sub>	σ ideale		N fase 1	σ tot cls		σ tot armatura	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3		w4	w5	Ainf	Asup
77.6	76.3	110.0	115.0	-0.8	-1.1	122.0	132.5	0.5	40.2	11.0	125.0	126.6		-1.2	-1.7	115.2	125.7
-96.0	-93.6	-29.6	-32.2	-2.5	-3.5	26.8	29.2	-7.2	-40.3	-11.0	35.3	23.5		-2.5	-3.4	20.0	22.4

“Fase 2” – sollecitazioni e tensioni

<b>MAX</b>	533	15179	574	14710	9192	89665
<b>MIN</b>	-4235	-15149	-559	-14659	-10025	-162062
<b>Internal Forces - Frames</b>						
<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>r</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
106.9	104.9	257.3	268.6	-0.8	-1.1	122.0	132.5	0.6	91.4	11.0	270.7	298.3	-0.7	-1.0	115.2	125.7	<b>MAX</b>
-214.9	-209.3	-66.0	-70.1	-2.5	-3.5	26.8	29.2	-7.2	-91.2	-11.0	14.0	11.2	-2.5	-3.4	20.0	22.4	<b>MIN</b>

Fase 1 + Fase 2: Verifica completa

Come si deduce dall'ultima tabella riportata la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico del materiali.

**Sezione in campata**

<b>MAX</b>	45.5	10315.3	0.0	0.0	0.0	-13330.3
<b>MIN</b>	-14.9	-10268.6	0.0	0.0	0.0	-145340.9
<b>StepType</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
-12.8	-12.3	152.0	160.0	0.1	62.6	172.1	186.5	<b>MAX</b>
-139.0	-134.0	13.9	14.7	0.0	-62.4	35.7	36.7	<b>MIN</b>

“Fase 1” – sollecitazioni e tensioni

<b>MAX</b>	507.9	7699.1	661.6	16305.4	11831.5	45429.9	45429.9
<b>MIN</b>	-4245.0	-7713.8	-645.9	-16245.6	-10675.2	-106270.2	-106270.2
<b>StepType</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M3</b>
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>T</sub>	σ ideale		N fase 1	σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3		w4	w5	Ainf	Asup	
39.1	38.1	99.4	104.9	-0.1	-0.2	111.7	121.9	0.4	46.8	12.2	133.7	128.1		-0.1	-0.2	106.8	117.1	<b>MAX</b>
-100.0	-96.6	-17.1	-18.7	-1.4	-2.0	37.6	41.0	-5.1	-46.8	-12.1	35.5	22.0		-1.4	-1.9	34.9	38.4	<b>MIN</b>

“Fase 2” – sollecitazioni e tensioni

<b>MAX</b>	533	18014	662	16305	11831	32100
<b>MIN</b>	-4235	-17982	-646	-16246	-10675	-251611
<b>Element Forces - Frames</b>						
<b>Station</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

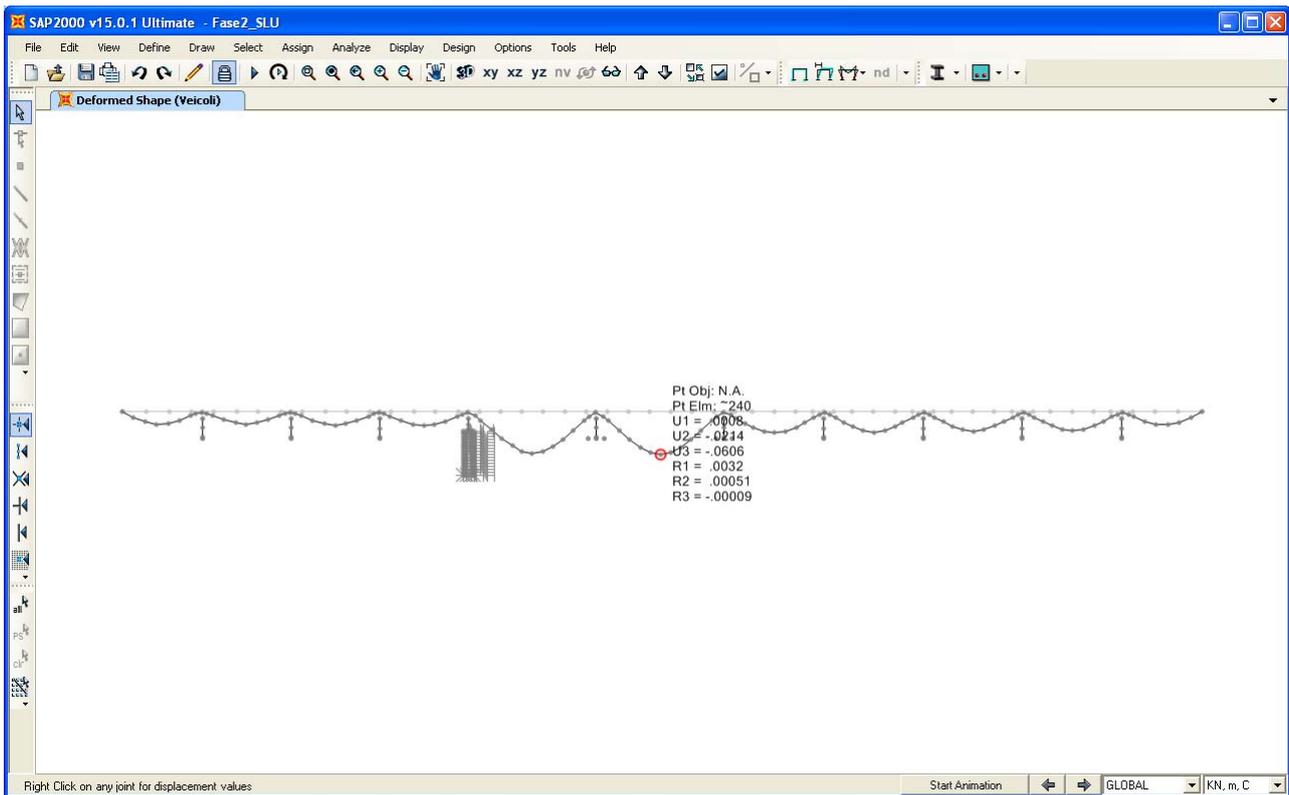
σ dovute a M								σ dovute a N	τ <sub>v</sub>	τ <sub>T</sub>	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura			
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3		w4	w5	Ainf	Asup	
26.3	25.8	251.5	264.9	-0.1	-0.2	111.7	121.9	0.5	109.4	12.2	305.8	314.0		-0.1	-0.2	106.8	117.1	<b>MAX</b>
-239.0	-230.6	-3.2	-4.0	-1.4	-2.0	37.6	41.0	-5.1	-109.2	-12.1	52.1	48.1		-1.4	-1.9	34.9	38.4	<b>MIN</b>

Fase 1 + Fase 2: Verifica completa

Come si deduce dall'ultima tabella riportata la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico del materiali.

### 6.5.2.2 Verifiche di deformabilità – SLE

Ai fini della deformabilità si è determinato il massimo abbassamento dell'impalcato (u3) causato dai carichi mobili e si è rapportato al valore di L/1000 considerato accettabile per la tipologia di opera in oggetto.



Il massimo spostamento in campata è pari a circa 61 mm, pertanto:

$$v_{\max} = 61 \text{ mm} \cong L/1180 < L/1000.$$

### 6.5.3. Dimensionamento controventamenti trasversali

Il dimensionamento dei controventamenti trasversali del cassone metallico (traversi) ed i criteri di modellazione adottati sono illustrati nell'elaborato "PD-0-A00-A0000-0-OM-RT-01".

#### **6.5.4. Dimensionamento delle pile**

##### **6.5.4.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV**

Il fusto delle pile è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso-flessione deviata e di taglio nella sezione di base (spiccato delle fondazioni) in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso-flessione deviata si è costruito il diagramma resistente  $M_x-M_y$  per il caso di  $N_{Ed,min}$  e di  $N_{Ed,max}$  tra tutte le combinazioni di carico in condizione statica e sismica e si sono plottate al loro interno le coppie di sollecitazioni  $M_{Ed,x}-M_{Ed,y}$  fornite dalle combinazioni di involucro "ENV-SLU/SLV". I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto della pila si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; tali formulazioni si sono utilizzate per le due direzioni principali in modo separato (longitudinale e trasversale) e la verifica è stata poi eseguita utilizzando il criterio semplificato e cautelativo sotto riportato:

$$V_{Ed,x}/V_{Rd,x} + V_{Ed,y}/V_{Rd,y} \leq 1.$$

##### **Verifica a pressoflessione**

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con uno strato di 70 barre  $\phi 30$ .

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Pile**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez, Rett, Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Pile

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 150 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 70  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 15 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 10669 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

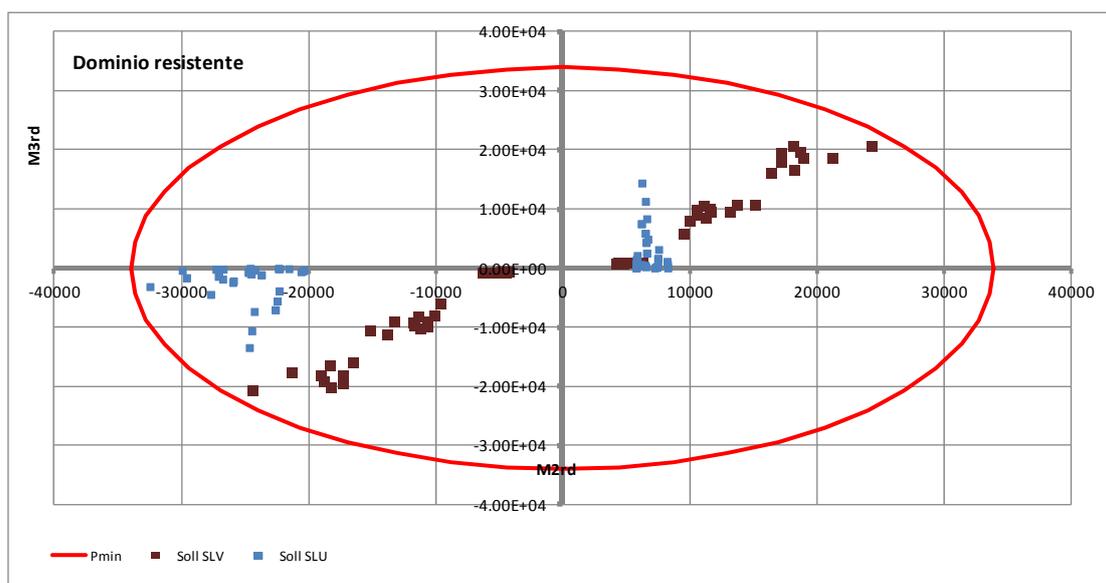
Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 0

Precompresso

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200 000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	18.13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8 ?
ε <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12.25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0.7333
		τ <sub>c1</sub>	2.114



La figura sopra riportata illustra il dominio di resistenza della sezione all'azione combinata dei momenti flettenti agenti nelle due direzioni principali della sezione (M2 momento flettente che inflette la pila nella direzione trasversale dall'impalcato e M3 momento flettente che inflette la pila nella direzione longitudinale dell'impalcato). Il dominio è cautelativamente costruito con riferimento al minimo valore di sforzo normale di compressione caratterizzante l'insieme di tutte le pile del ponte. Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione deviata risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono all'interno dei rispettivi domini resistenti.

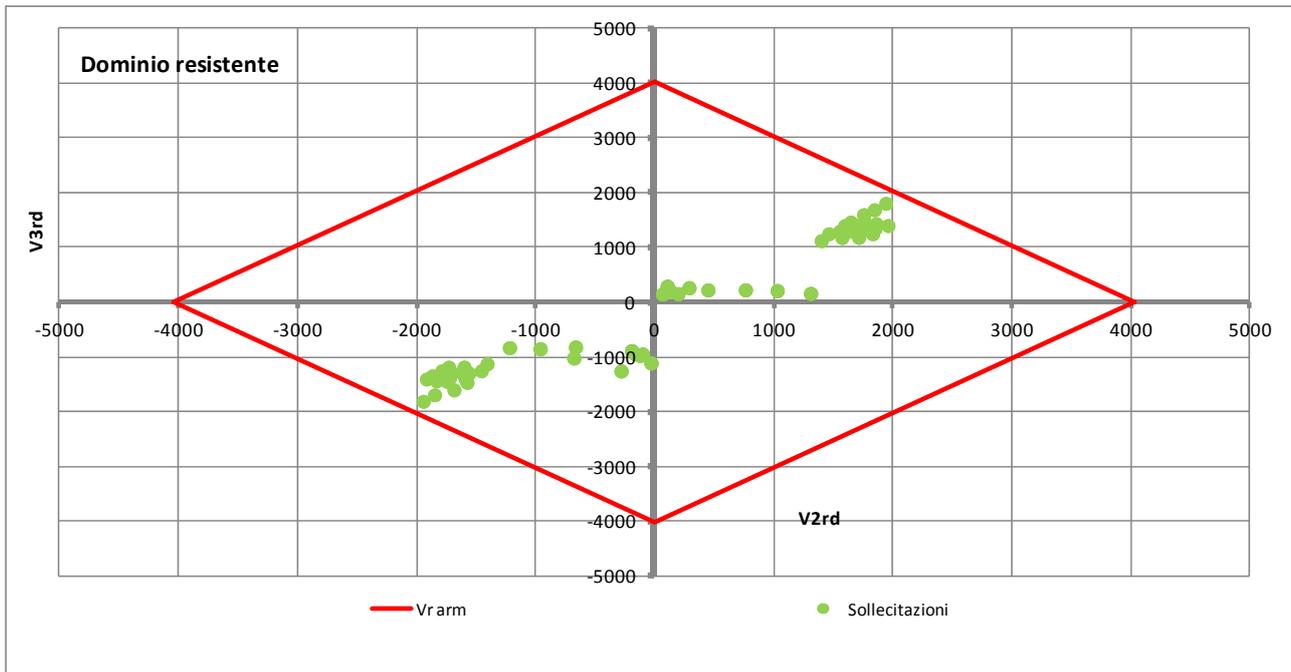
### Verifica a taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza  $\phi$  ed altezza  $0.8*\phi$  (altezza utile  $0.95*0.8*\phi$ ): nella definizione del dominio resistente si seguirà tale approccio considerando la pila armata a taglio con staffe  $\phi 16/20$ ".

La figura che segue illustra il calcolo della resistenza a taglio per la singola direzione di applicazione.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
Dati							
b	3000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	2400	mm	altezza				
d	2280	mm	altezza utile				
Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo							
Ast (mmq)	s (mm)	ctgcalc	ctg $\theta$	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	<b>Vrd (kN)</b>
402	200	5.795	2.500	duttile lato acc	4034.81	19246.34	<b>4034.81</b>

La figura che segue illustra come le componenti di sollecitazione di taglio risultino sostanzialmente all'interno del dominio di resistenza. Pertanto la verifica è soddisfatta.



#### 6.5.4.2 Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

La tabella che segue riassume l’involuppo delle sollecitazioni di tutte le pile ricavate per gli SLE pertinenti.

SLEf	M2	M3	P
max	4587	6238	-11815
min	-13876	-5785	-26636
	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>kN</b>
SLEqp	M2	M3	P
max	0	4934	-12687
min	0	-4554	-22063
	<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	<b>kN</b>

**Combinazione frequente**

Assumendo contemporanei, a favore di sicurezza, i massimi momenti flettenti agenti nelle due direzioni longitudinale e trasversale e contemporaneamente il minimo valore dell'azione assiale, di tutte le pile per tutte le combinazioni di carico frequenti, si ha quanto riportato sotto.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Pile**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **Pile**

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 150 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 70  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 15 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 11815 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 13875 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 6238

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

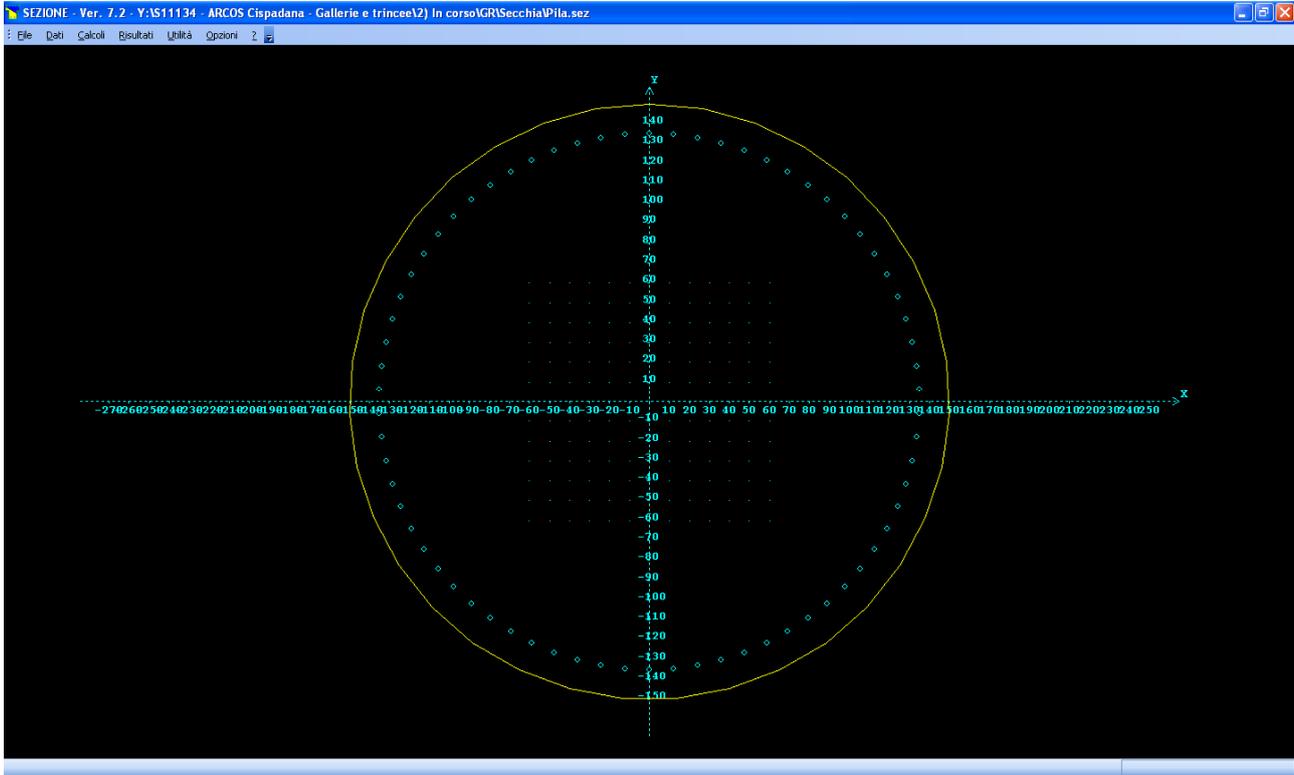
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18.13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12.25  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.7333  
 τ<sub>c1</sub>: 2.114

σ<sub>c</sub>: -8.7 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 130.6 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub>: 0.653 ‰  
 d: 284.7 cm  
 x: 142.3 x/d: 0.4998  
 δ: 1

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la massima tensione di trazione nelle barre è inferiore a 160 MPa. Si è proceduto anche ad una verifica tramite metodo diretto stimando l'apertura delle fessure tramite il programma Sezione Win della IngegneriaSoft: si riportano in seguito i risultati ottenuti.



### VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -3.49 N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.58$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{ctk} = -2.60$  N/mm<sup>2</sup>  
 $c = 13.50$  cm;  $A_{ceff} = 9318.97$  cm<sup>2</sup>;  $A_s = 162.58$  cm<sup>2</sup>;  $\rho = A_s/A_{ceff} = 0.017446$ ;  $s = 12.11$  cm  
 $\phi = 3.00$  cm;  $k_2 = 0.4000$ ;  $k_3 = 0.1250$ ;  $s_{rm} = 38.0207$  cm;  $\zeta = 0.43345$   
 $\sigma_t = -3.49$  N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_s = -131.12$  N/mm<sup>2</sup>;  $\beta_1 = 1.00$ ;  $\beta_2 = 0.50$ ;  $\epsilon_{sm} = 0.000276$   
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.1783$  mm <  $w_2 = 0.3$  mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

$\sigma_t$ : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

### Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

### **6.5.5. Plinto di fondazione delle pile**

Il plinto delle pile è previsto di forma rettangolare con dimensioni 14 x 10 x 2.0 m (plinto su pali) e 13.3 x 7.8 x 2.0 m (plinto su diaframmi). Fanno eccezione i due plinti delle pile sulle campate più lunghe che saranno realizzati con pianta circolare (diametro 11.20 m) e spessore pari a 2.0 m. In virtù del fatto che il plinto si comporta sostanzialmente come una lastra tozza e vista la fase progettuale definitiva, si ritiene ragionevole trascurare calcoli specifici di dimensionamento.

### **6.5.6. Dimensionamento dei diaframmi di fondazione delle pile**

#### *6.5.6.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV*

La sezione dei diaframmi di fondazione delle pile è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenze a taglio della sezione del diaframma si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio.

#### **Verifica a pressoflessione**

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 barre  $\phi 26$  mm su entrambi i lati.

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Diaframma**

N° strati barre: **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	132.73	10
2	132.73	90

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

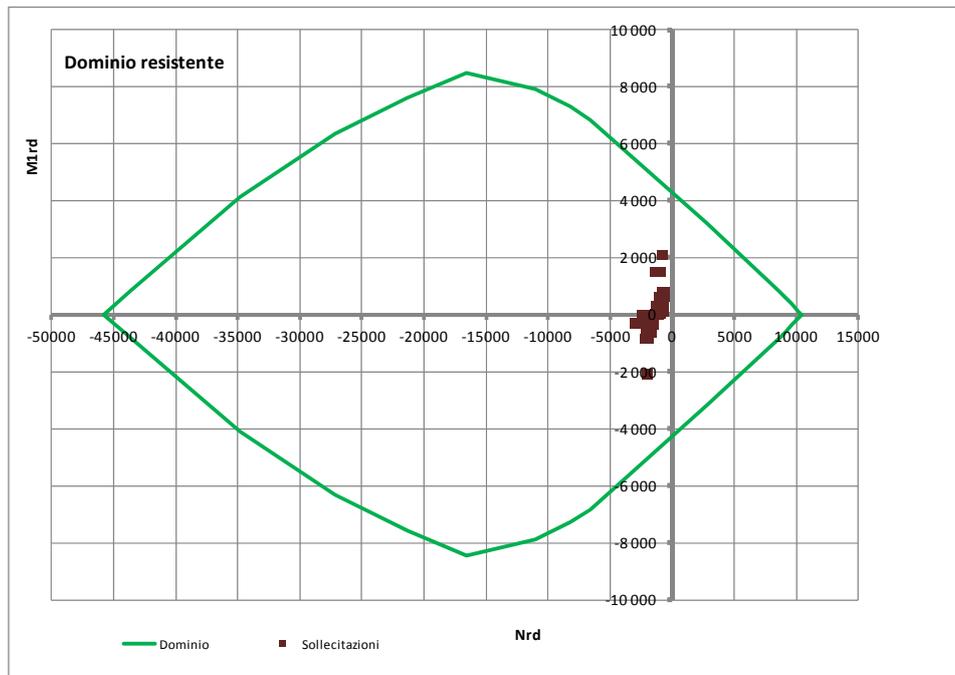
**Materiali**  
 B450C  C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$M_{xRd}$  4 616 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  20.64 ‰  
 d 90 cm  
 x 13.05 x/d 0.145  
 $\delta$  0.7

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 $L_0$  0 cm Col. modello  
 Precompresso



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono all'interno del dominio resistente.

### Verifica a taglio

La massima azione tagliante vale:

- $V_{Ed} = 239$  KN condizione statica;
- $V_{Ed} = 338$  KN condizione sismica.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, ipotizzando la sezione di indagine sprovvista di apposita armature a taglio si avrebbe quanto segue.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	2500	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1000	mm	altezza
d	900	mm	altezza utile
f <sub>ck</sub>	25	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub>	14.17	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' <sub>cd</sub>	7.08	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A <sub>sl</sub>	13273	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
k	1.47		fattore di ingranamento
σ <sub>min</sub>	0.31	N/mm <sup>2</sup>	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0.0059		rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mm <sup>2</sup>	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V <sub>rd</sub>	974.25	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

La verifica è soddisfatta e si adotterà il quantitativo minimo di norma per la definizione dell'armatura trasversale.

### 6.5.6.2 Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la

tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

**Combinazione frequente**

Assumendo a favore di sicurezza il massimo momento flettente agente in sommità diaframma per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell'azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframma**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Diaframma

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	132.73	10
2	132.73	90

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 1206 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 174 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17  
 $E_s / E_c$  15  $f_{cc} / f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

$\sigma_c$  -0.7359 N/mm²  
 $\epsilon_s$  -0.01202 ‰

Verifica N° iterazioni: 0  
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la sezione risulta interamente compressa; pertanto si trascura la verifica secondo il metodo diretto.

**Combinazione quasi permanente**

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

### 6.5.6.3 Verifica a capacità portante per carichi verticali

La determinazione della capacità portante dei diaframmi di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3) e si considera il caso di diaframma singolo e il caso di pozzo di diaframmi (diaframmi in gruppo).

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei diaframmi pari a 36.0 m e considerando una lunghezza di calcolo per la capacità portante pari a 29.5 m (per tenere conto potenziale erosione per scalzamento dei primi 6.5m: il tutto come da indicazioni idrauliche), si ha una capacità portante di calcolo del singolo diaframma pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del diaframma):

$$R_{cd} = 1936 \cdot 2.5 = 4839 \text{ KN}$$

La tabella che segue riassume i valori di inviluppo degli sforzi normali di calcolo valutati per i diaframmi.

<b>Sforzo n. singolo diafr.</b>		
SLU	max	-918
SLU	min	-3039
SLV	max	-571
SLV	min	-2198
--	--	<b>kN</b>

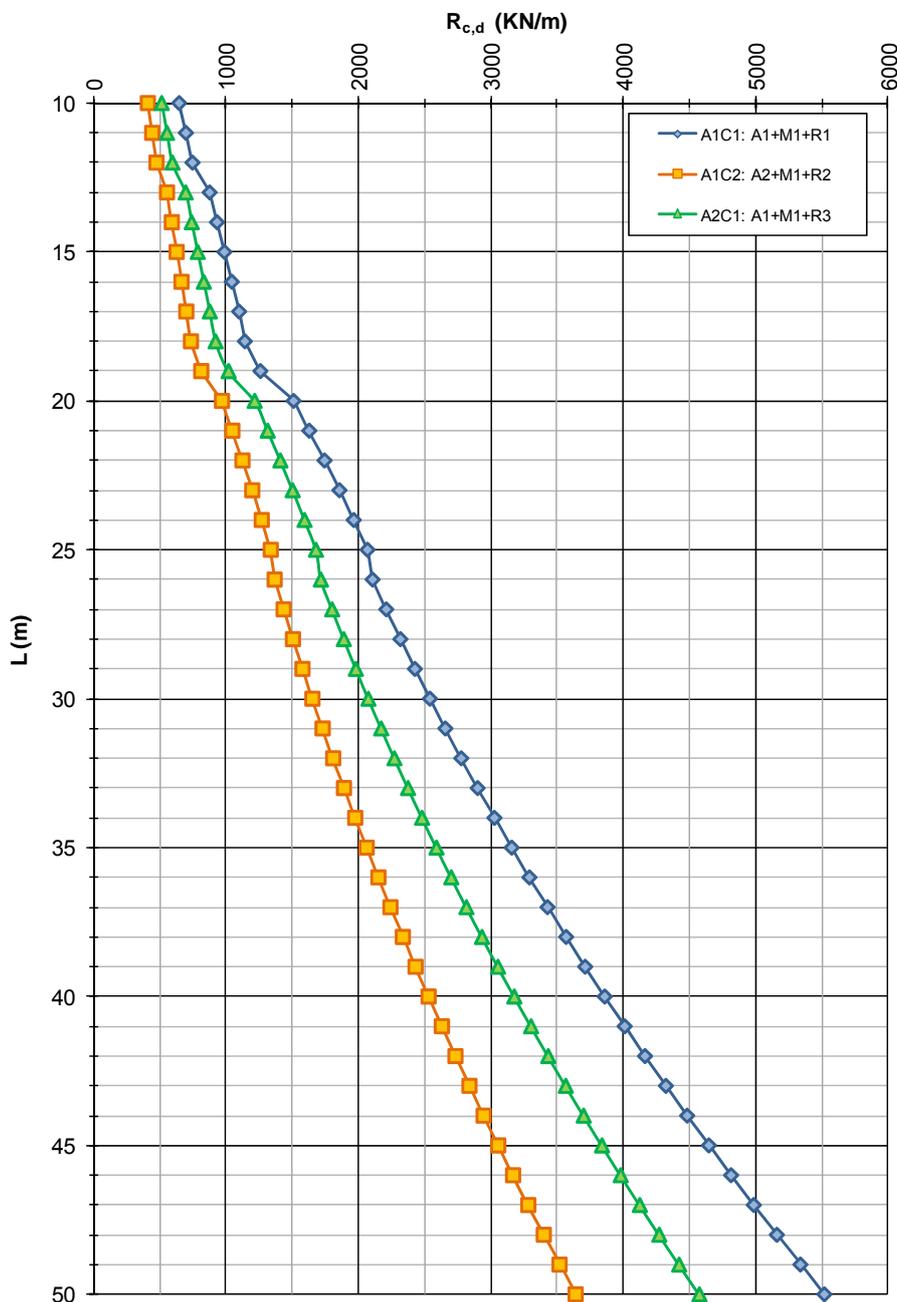
La massima azione assiale registrata in sommità dei diaframmi vale:

- $N_{Ed} = 3039 \text{ KN}$  condizione statica;
- $N_{Ed} = 2198 \text{ KN}$  condizione sismica.

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd}.$$

**APO05 - Ponte sul fiume Secchia - ZO6**  
**NTC del 14/01/2008**  
**Capacità portante a compressione - Diaframmi s=1000mm**



Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intero pozzo di diaframmi, si fa riferimento al seguente grafico dedotto dalle elaborazioni geotecniche ed alle considerazioni già indicate per il singolo diaframma per quanto riguarda il potenziale scalzamento idraulico. I valori di azione assiale agente in sommità pozzo diaframmi sono ottenuti sommando l'azione massima di compressione che si registra alla base della pila con il peso del plinto di fondazione. Si ha quanto segue:

<b>Sforzo normale sulla scatola di diaframmi</b>								
Pila	SLU	38020	Plinto	SLU	6750	Totale	SLU	44770
Pila	SLV	22821	Plinto	SLV	5000	Totale	SLV	27821
--	--	<b>kN</b>	--	--	<b>kN</b>	--	--	<b>kN</b>

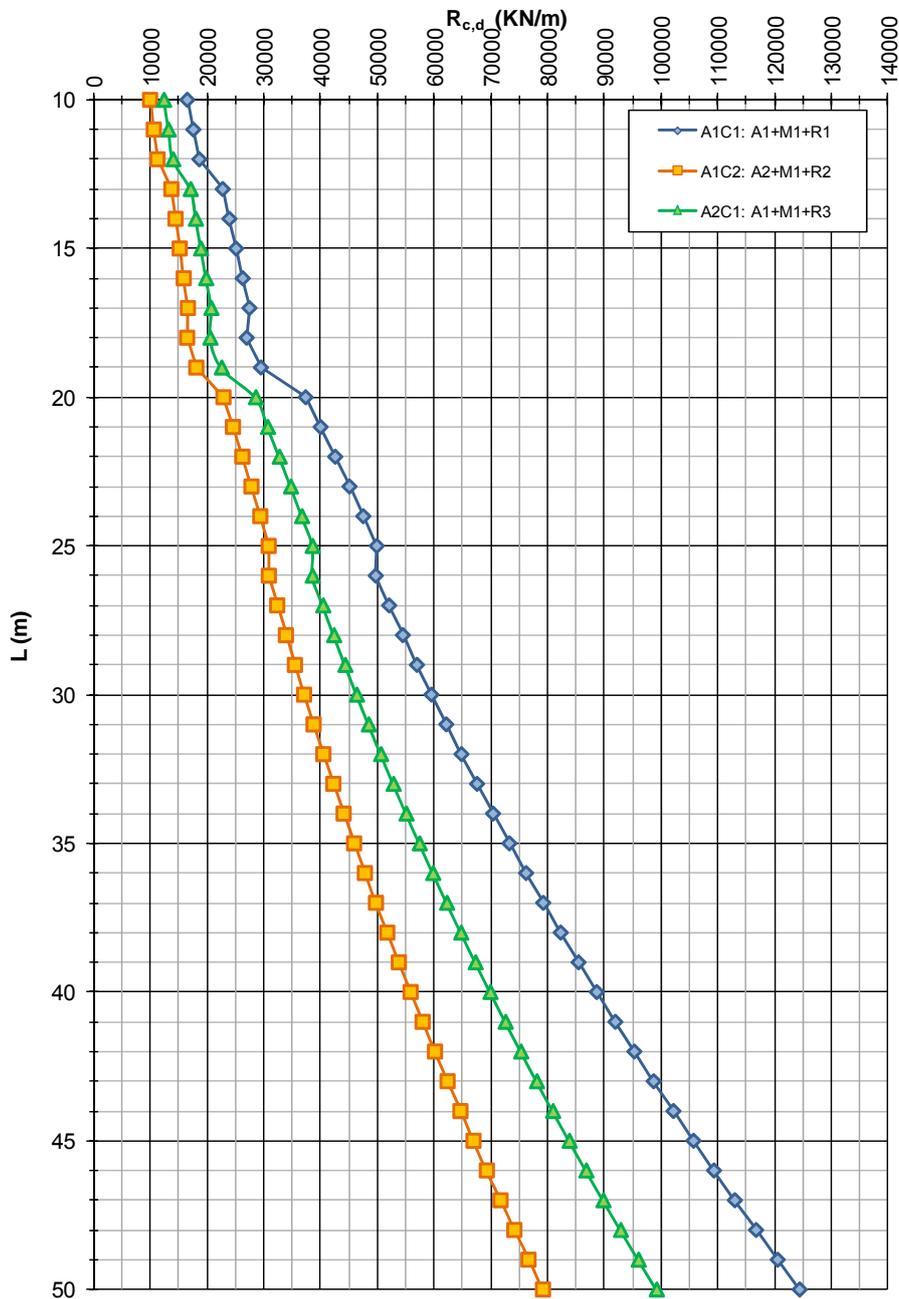
Dal grafico si ottiene:

$$R_{cd} = 45403 \text{ KN}$$

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd}.$$

**APO05 - Ponte sul fiume Secchia - ZO6**  
**NTC del 14/01/2008**  
**Capacità portante a compressione - Pozzo di diaframmi**



6.5.6.4 Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

Dalla seguente Figura, ottenuta dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali, differenziando tra direzione longitudinale e trasversale.

Per quanto riguarda la direzione longitudinale, in maniera semplificata e cautelativa, si è determinato il valore del momento flettente resistente della scatola di diaframmi come valor medio tra la schematizzazione riportata nella Figura seguente (l'armatura è stata assunta pari a barre  $\phi 26$  mm a passo 100 mm su entrambi i lati di ogni pannello di diaframma e posizionata poi nel baricentro dei vari rettangoli schematizzanti la sezione) che ipotizza un'unica sezione monolitica e la somma dei momenti resistenti dei singoli pannelli. A favore di sicurezza, poi, si è considerata nulla l'azione assiale.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframmi\_YY**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: **Diaframmi YY**

N° figure elementari: **3** Zoom N° strati barre: **3** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	1250	100
2	300	500
3	1250	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	663.66	50
2	796.39	350
3	663.66	650

Tipo Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione:  
 Retta  Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$ : 67.5 %  $\epsilon_{c2}$ : 2 %  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 %  
 $E_s$ : 200 000 N/mm²  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 %  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 269 288 kNm  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 %  
 $\epsilon_s$ : 48.15 %  
 d: 650 cm  
 x: 44.05 x/d: 0.06777  
 $\delta$ : 0.7

**Verifica C.A. S.L.U. - File: DIAFRAMMA**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **DIAFRAMMA**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	100	1	132.73	6.5
			2	132.73	93.5

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  1018 kN  
 M<sub>xEd</sub>  73 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200 000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s / E_c$	15	$f_{cc} / f_{cd}$	0.8 ?
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  32.76 ‰  
 d 93.5 cm  
 x 9.026 x/d 0.09653  
 $\delta$  0.7

N° rett.   
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso

**Verifica C.A. S.L.U. - File: DIAFRAMMA2**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: **DIAFRAMMA**

N° figure elementari:  Zoom N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	53.09	6.5
			2	53.09	243.5

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200 000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

**M<sub>xRd</sub>**  kN m

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

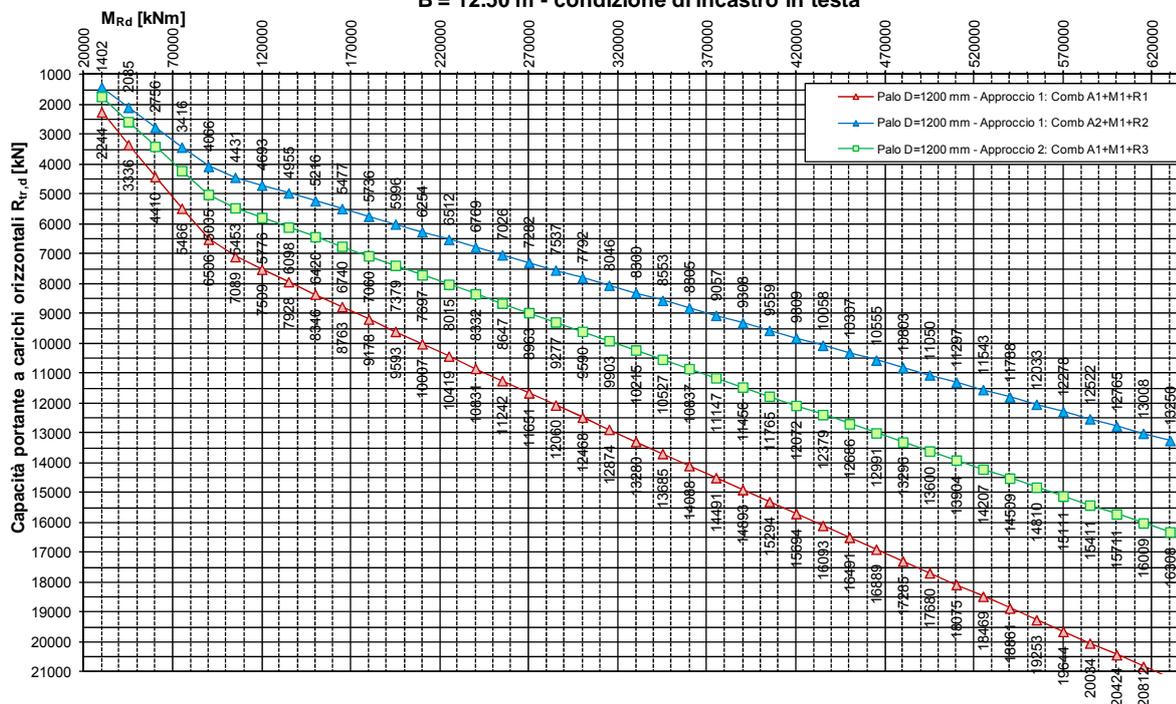
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>0</sub>  cm **Col. modello**  
 Precompresso

**N° rett.**

Si ha quindi:

- $M_{Rd} = 269288.0$  KNm (sezione monolitica);
- $M_{Rd} = 10 \cdot 4589 + 6 \cdot 4950 = 75590.0$  KNm (sezioni singoli diaframmi);
- $M_{Rd} = 172439.0$  KNm (valore assunto come riferimento).

**Pali di fondazione - Opera APO05 - ZO6**  
**Capacità portante di progetto del pozzo di diaframmi soggetto a carichi trasversali -  $R_{tr,d}$**   
**B = 12.50 m - condizione di incastro in testa**



Si ha pertanto come capacità portante ai carichi orizzontali in direzione longitudinale del pozzo di diaframmi:

$$H_{Rd} \cong 6800 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda la direzione trasversale, in maniera semplificata e cautelativa si è determinato il valore del momento flettente resistente della scatola di diaframmi come valor medio tra la schematizzazione riportata nella Figura seguente (l'armatura è stata assunta pari a barre  $\phi 26$  mm a passo 100 mm su entrambi i lati di ogni pannello di diaframma e posizionata poi nel baricentro dei vari rettangoli schematizzanti la sezione) che ipotizza un'unica sezione monolitica e la somma dei momenti resistenti dei singoli pannelli. A favore di sicurezza, poi, si è considerata nulla l'azione assiale.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframmi\_XX**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

**Titolo:** Diaframmi XX

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	700	100	1	371.65	50
2	100	475	2	371.65	625
3	700	100	3	371.65	1200
4	100	475	4	504.38	337.5
5	700	100	5	504.38	912.5

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C  C25/30  
 $\epsilon_{su}$   %  $\epsilon_{c2}$   %  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   %  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   %  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   %  $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

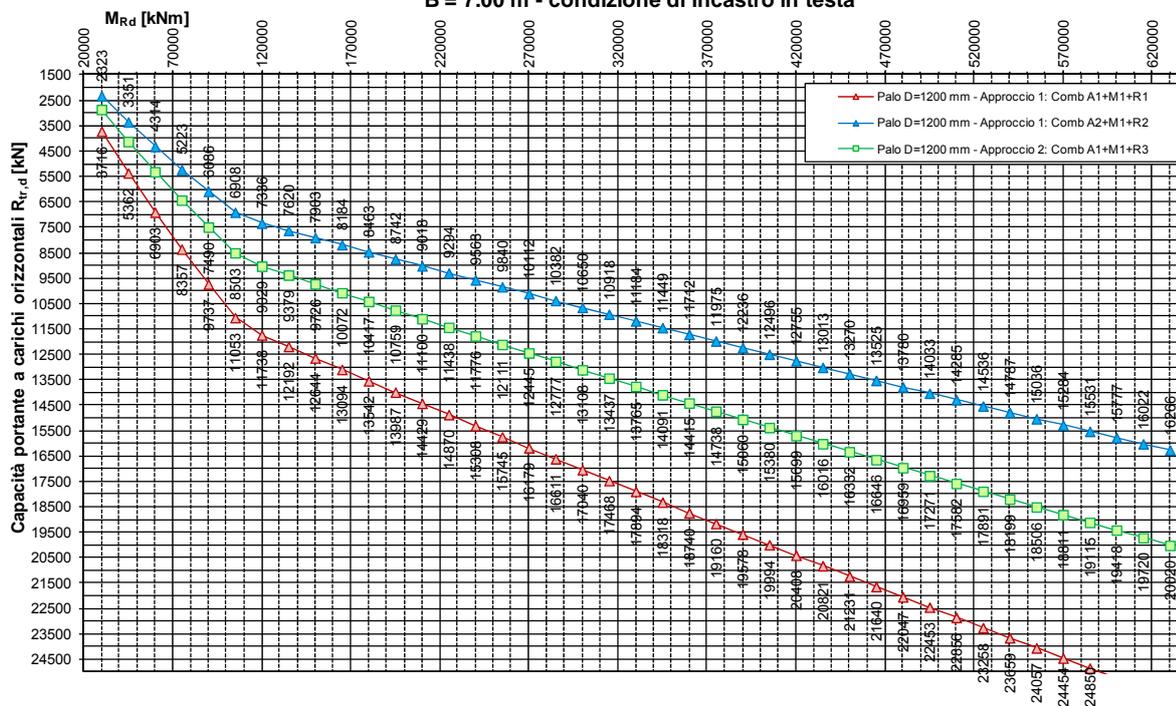
Precompresso

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   %  
 $\epsilon_s$   %  
 d  cm  
 $x$    $x/d$    
 $\delta$

Si ha quindi:

- $M_{Rd} = 489070.0$  KNm (sezione monolitica);
- $M_{Rd} = 6 \cdot 4589 + 10 \cdot 4950 = 77034.0$  KNm (sezioni singoli diaframmi);
- $M_{Rd} = 283052.0$  KNm (valore assunto come riferimento).

**Pali di fondazione - Opera APO05 - ZO6**  
**Capacità portante di progetto del pozzo di diaframmi soggetto a carichi trasversali -  $R_{tr,d}$**   
**B = 7.00 m - condizione di incastro in testa**



Si ha pertanto come capacità portante ai carichi orizzontali in direzione trasversale del pozzo di pali:

$$H_{Rd} \cong 12600 \text{ KN}$$

Il calcolo delle componenti di taglio che complessivamente sollecitano la scatola di diaframmi nelle due direzioni longitudinale e trasversale è effettuato sommando i tagli agenti in testa ai singoli diaframmi. La tabella che segue riassume i risultati di detto calcolo.

Taglio sulla scatola di diaframmi					
Direzione trasversale			Direzione longitudinale		
SLU	max	146	SLU	max	630
SLU	min	-956	SLU	min	-60
SLV	max	1351	SLV	max	1670
SLV	min	-1351	SLV	min	-1469
--	--	<b>kN</b>	--	--	<b>kN</b>

Si ha pertanto per ogni direzione considerata:

$$H_{Ed} < H_{Rd}$$

La verifica è soddisfatta.

## 6.5.7. Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile con plinto rettangolare

### 6.5.7.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

La sezione dei pali di fondazione delle pile è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione deviata e di taglio deviato nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione deviata si è costruito il diagramma resistente  $M_1$ - $M_2$  relativamente ai valori di sforzo normale massimo e minimo ottenuti dalle analisi e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni  $M_1$ - $M_2$  fornite dall'involuppo delle combinazioni di carico statica e sismica. Analogo criterio si è adottato per le verifiche a taglio per le quali il dominio di resistenza semplificato e cautelativo sotto riportato:

$$V_{Ed,x}/V_{Rd,x} + V_{Ed,y}/V_{Rd,y} \leq 1.$$

I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso/tenso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio.

Si fa presente che per tenere conto del fatto che in un gruppo di pali soggetto ad una forza orizzontale i pali di bordo tendono ad essere più caricati rispetto a quelli centrali, il valore delle sollecitazioni flessionali e taglienti di calcolo ottenuto dalle analisi è stato amplificato di un coefficiente pari a 1.20. Tale amplificazione è stata applicata anche alle sollecitazioni ricavate per le combinazioni di esercizio.

### Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 barre  $\phi 24$  mm. Il dominio resistente a flessione deviata è costruito cautelativamente con riferimento allo sforzo normale minimo derivante dalle analisi.

La tabella che segue riassume i valori di involuppo delle sollecitazioni di progetto (F1 e F2 tagli longitudinale e trasversale; F3 sforzo assiale positivo se di compressione, M1 e M2 momenti trasversale e longitudinale)

SLU/SLV	F1	F2	F3	M1	M2
max	197.2	157.5	4023.5	584.5	536.6
min	-201.3	-157.5	892.8	-584.5	-526.0
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 25  
 Diametro barre: 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipologia Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipologia rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 1 972 kN m

$\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 10.38 ‰  
 d: 109.6 cm  
 x: 27.63 x/d: 0.2521  
 $\delta$ : 0.7551

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**

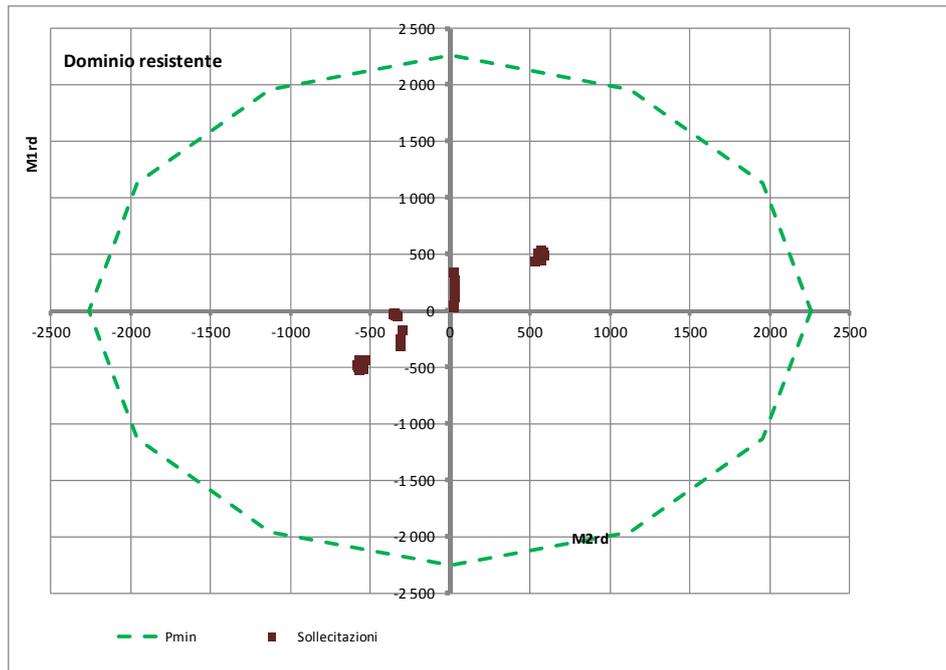
Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso/tenso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono all'interno del dominio resistente.

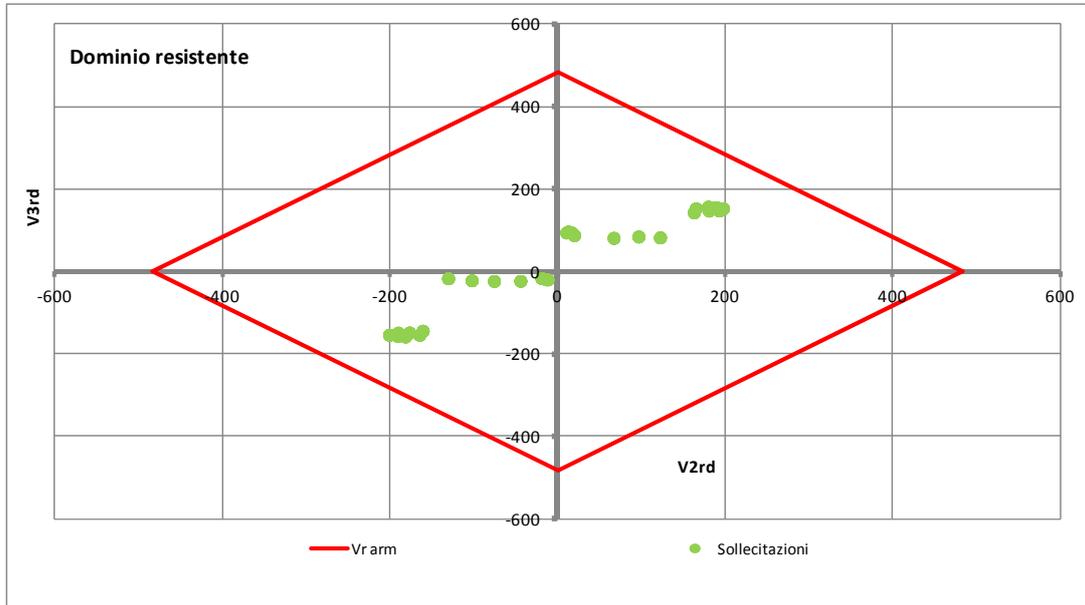
### Verifica a taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza  $\phi$  ed altezza  $0.8 \cdot \phi$  (altezza utile  $0.95 \cdot 0.8 \cdot \phi$ ): nella definizione del dominio resistente si seguirà tale approccio considerando il palo armato a taglio con staffe  $\phi 12/15$ .

La figura che segue illustra il calcolo della resistenza a taglio per la singola direzione di applicazione.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
Dati							
b	1200	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	960	mm	altezza				
d	912	mm	altezza utile				
Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo							
Ast (mm <sup>2</sup> )	s (mm)	ctg <sub>calc</sub>	ctg <sub>θ</sub>	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	Vrd (kN)
226	150	3.663	1.000	duttile lato acc	483.91	3488.40	483.91

La figura che segue illustra come le componenti di sollecitazione di taglio risultino sostanzialmente all'interno del dominio di resistenza. Pertanto la verifica è soddisfatta.



### 6.5.7.2 Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

### Combinazione frequente

Assumendo a favore di sicurezza le massime componenti di momento flettente agenti in sommità palo per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell’azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

ENV SLEf		F1	F2	F3	M1	M2
Pila PR	max	44	9	2695	14	123
	min	-47	-11	1538	-35	-114

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 25  
Diametro barre: 2.4 [cm]  
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 1538 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 123 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 35

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200 000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

$\sigma_c$ : -1.811 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : -0.04992 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

La sezione rimane tutta compressa. La verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta e pertanto si trascura la verifica secondo il metodo diretto.

### Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

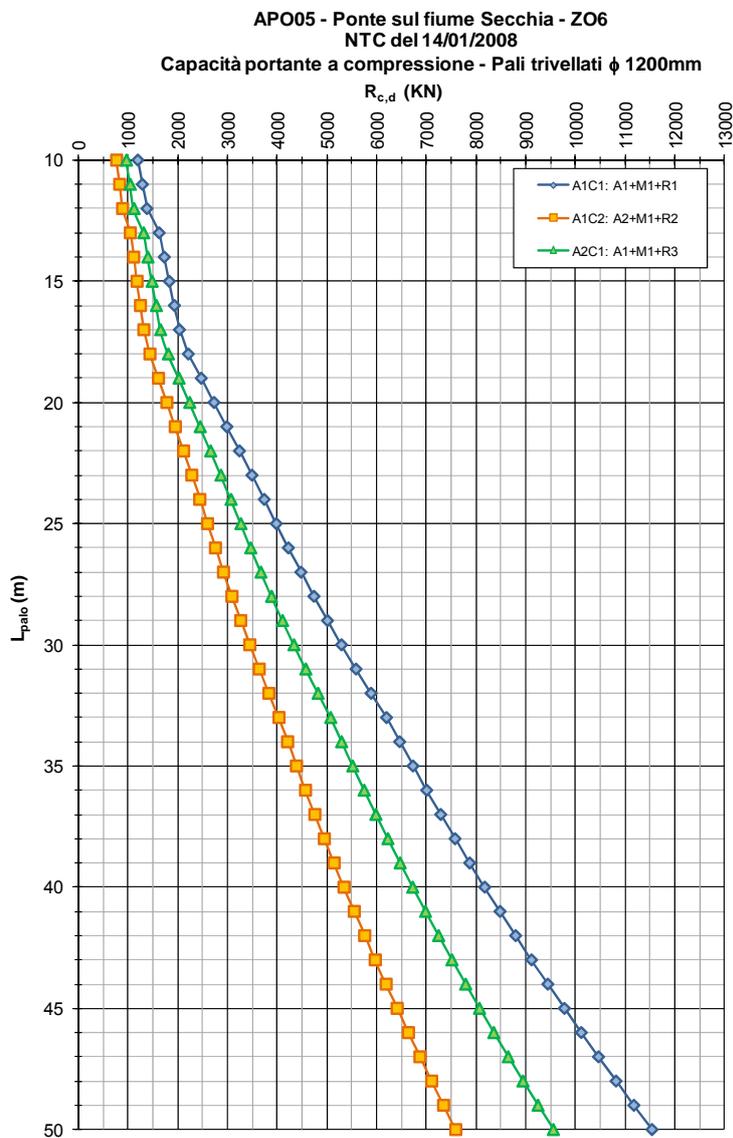
#### 6.5.7.3 Verifica a capacità portante per carichi verticali

La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3).

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 40.0 m e considerando a favore di sicurezza che i primi 3.0 m non siano attivi ai fini della capacità portante

in quanto soggetti a possibile scalzamento dovuto al fenomeno dell'erosione, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del palo):

$$R_{cd} = 5988 \text{ KN}$$



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

<b>Sforzo normale sul singolo palo</b>			
SLU	P	SLV	P
Max	4023	Max	2970
Min	1129	Min	893
--	<b>kN</b>	--	<b>kN</b>

- $N_{Ed} = 4023$  KN condizione statica;
- $N_{Ed} = 2970$  KN condizione sismica.

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd} = 5988 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, dal momento che i pali distano tra loro meno di 8 volte il loro diametro, l'efficienza della palificata risulta inferiore di 1. Con riferimento alle indicazioni della Relazione Geotecnica, l'efficienza della palificata tende al valore minimo di  $E_v=0.7$  per interasse dei pali di 3 diametri; nel caso in esame l'interasse dei pali è leggermente superiore a 3 diametri, tuttavia, a favore di sicurezza si assume  $E_v=0.7$ .

Pertanto, la verifica della palificata viene svolta con riferimento al seguente valore di capacità portante:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim} = 50299 \text{ kN}$$

dove:

$N$  = è il numero di pali della palificata = 12;

$E_v = 0.7$ ;

$Q_{lim}$  = capacità portante del singolo palo ( $R_{cd}$ );

Per confrontare la capacità portante con l'azione assiale globale della palificata conviene sommare l'azione massima di compressione che si registra alla base della pila con il peso del plinto di fondazione. Si ha quanto segue.

<b>Sforzo normale sulla palificata</b>								
Pila	SLU	38020	Plinto	SLU	9450	Totale	SLU	47470
Pila	SLV	22821	Plinto	SLV	7000	Totale	SLV	29821
--	--	<b>kN</b>	--	--	<b>kN</b>	--	--	<b>kN</b>

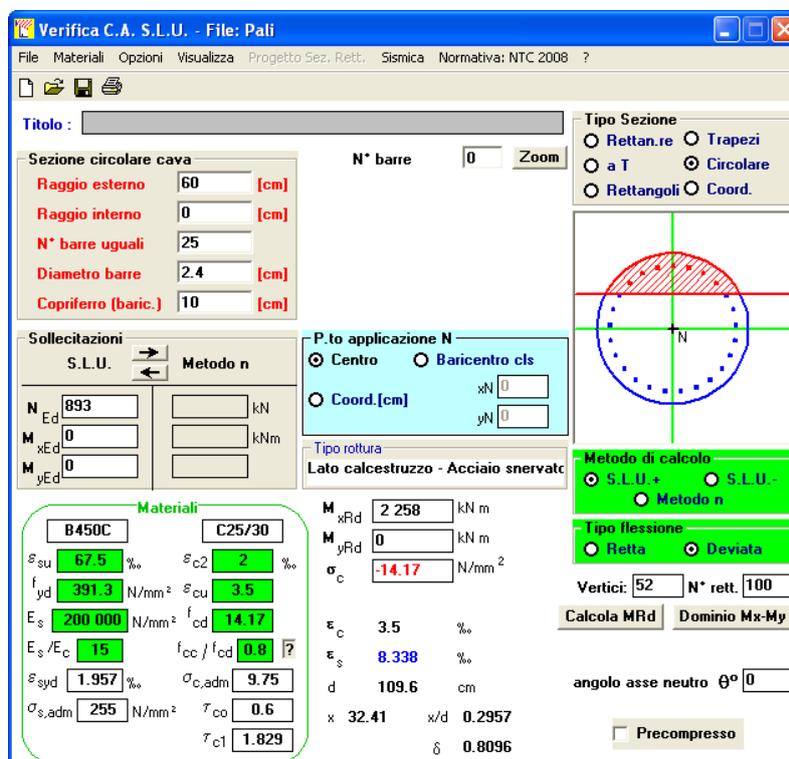
La verifica risulta pertanto soddisfatta.

**6.5.7.4 Verifica a capacità portante per carichi orizzontali**

Le considerazioni che seguono fanno riferimento alla condizione di carico sismica in quanto maggiormente sfavorevole per le verifiche in esame.

La capacità portante del singolo palo nei confronti delle azioni orizzontali è ottenuta sulla base delle indicazioni della Relazione Geotecnica a partire dal valore del momento resistente di progetto della sezione del palo stesso.

La seguente Figura illustra il calcolo del momento resistente del palo valutato con riferimento al minimo valore di carico assiale ottenuto per la combinazione di carico SLV, pari a 893 kN in compressione.



Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

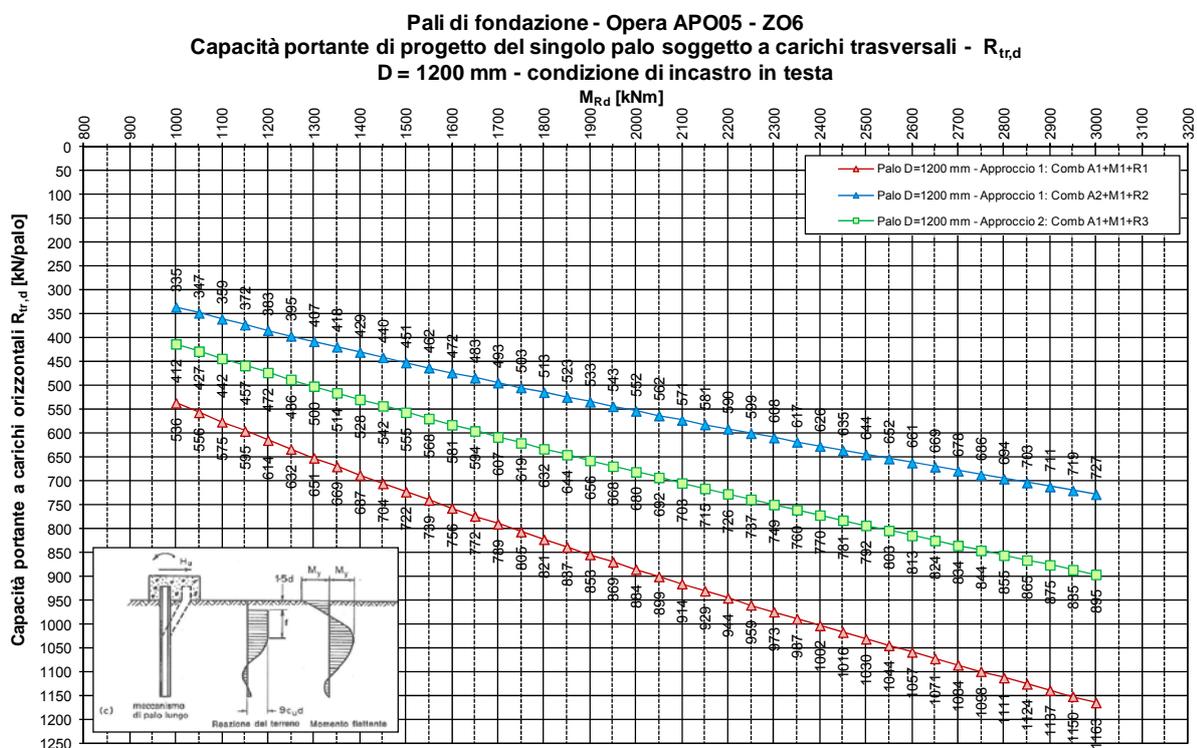
$$R_{tR,d} = 737 \text{ KN}$$

Per tenere conto del fatto che in un gruppo di pali soggetto ad una forza orizzontale i pali di bordo tendono ad essere più caricati rispetto a quelli centrali, il valore del taglio di progetto ottenuto dalle analisi viene amplificato di un coefficiente pari a 1.20.

Taglio sul singolo palo					
SLU/SLV	F1	F2	Vtot	i	Vcalc
Max	164	131	210	1.2	252
Min	-168	-131	213	1.2	256
--	kN	kN	kN	--	kN

$$R_{r,d} = 737 \text{ KN} > V_{Ed} = 256 \text{ KN.}$$

La verifica è soddisfatta.



Per quanto attiene alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali della palificata intesa come gruppo di pali, in riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica è possibile assumere un coefficiente di efficienza pari a 0.8. La singola componente di azione orizzontale (longitudinale F1 e trasversale F2) complessivamente agente sulla palificata di una singola pila è ottenuta semplicemente moltiplicando il taglio agente sul singolo palo per il numero di pali costituente la palificata stessa. Si ha:

- Direzione longitudinale:  $V_d = 2016 \text{ kN}$
- Direzione trasversale:  $V_d = 1572 \text{ kN}$

La capacità portante della palificata per ogni direzione di carico risulta:

$$H_{Rd} = N \cdot E_H \cdot R_{t,Rd} = 7075 \text{ kN}$$

dove:

$N$  = è il numero di pali della palificata = 12;

$E_H = 0.8$ ;

$R_{t,Rd}$  = capacità portante del singolo palo

$$F_{tot} < H_{Rd}.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### **6.5.8. Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile con plinto circolare**

#### **6.5.8.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV**

La sezione dei pali di fondazione delle pile è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione deviata e di taglio deviato nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione deviata si è costruito il diagramma resistente  $M_1$ - $M_2$  relativamente ai valori di sforzo normale massimo e minimo ottenuti dalle analisi e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni  $M_1$ - $M_2$  fornite dall'involuppo delle combinazioni di carico statica e sismica. Analogo criterio si è adottato per le verifiche a taglio per le quali il dominio di resistenza semplificato e cautelativo sotto riportato:

$$V_{Ed,x}/V_{Rd,x} + V_{Ed,y}/V_{Rd,y} \leq 1.$$

I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso/tenso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio.

Si fa presente che per tenere conto del fatto che in un gruppo di pali soggetto ad una forza orizzontale i pali di bordo tendono ad essere più caricati rispetto a quelli centrali, il valore delle sollecitazioni flessionali e taglianti di calcolo ottenuto dalle analisi è stato amplificato di un coefficiente pari a 1.20. Tale amplificazione è stata applicata anche alle sollecitazioni ricavate per le combinazioni di esercizio.

### Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 barre  $\phi 24$  mm. Il dominio resistente a flessione deviata è costruito cautelativamente con riferimento allo sforzo normale minimo derivante dalle analisi.

La tabella che segue riassume i valori di inviluppo delle sollecitazioni di progetto (F1 e F2 tagli longitudinale e trasversale; F3 sforzo assiale positivo se di compressione, M1 e M2 momenti trasversale e longitudinale)

SLU/SLV	F1	F2	F3	M1	M2
max	148.2	143.6	3484.5	538.0	342.4
min	-147.9	-143.6	750.6	-538.0	-343.3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez, Rett., Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 25  
 Diametro barre: 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

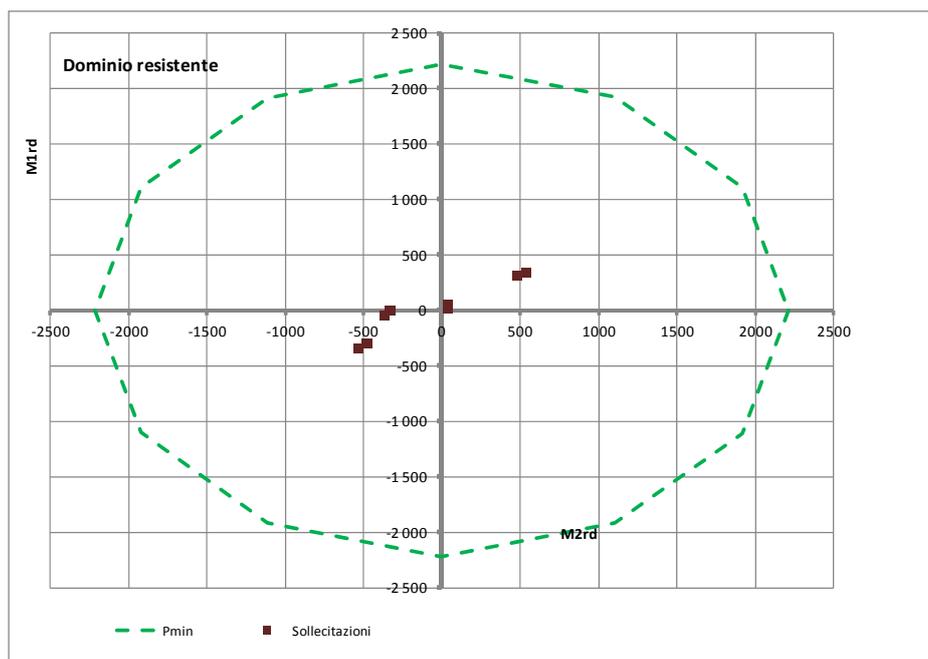
**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

M<sub>xRd</sub>: 1 972 kN m

$\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 10.38 ‰  
 d: 109.6 cm  
 x: 27.63 x/d: 0.2521  
 $\delta$ : 0.7551



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso/tenso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono all'interno del dominio resistente.

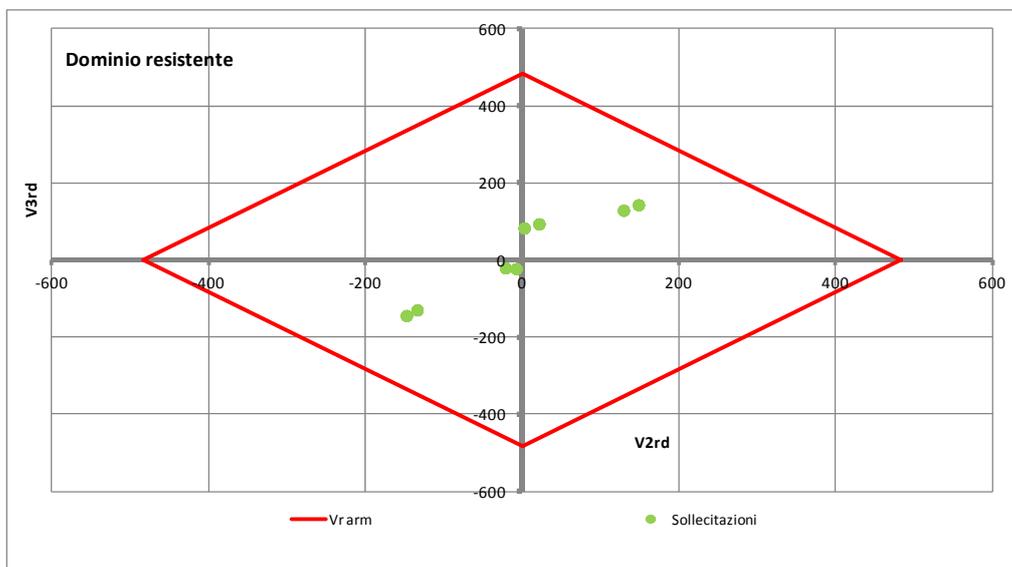
### Verifica a taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza  $\phi$  ed altezza  $0.8 \cdot \phi$  (altezza utile  $0.95 \cdot 0.8 \cdot \phi$ ): nella definizione del dominio resistente si seguirà tale approccio considerando il palo armato a taglio con staffe  $\phi 12/15$ ".

La figura che segue illustra il calcolo della resistenza a taglio per la singola direzione di applicazione.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
Dati							
b	1200	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	960	mm	altezza				
d	912	mm	altezza utile				
Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo							
Ast (mmq)	s (mm)	ctg <sub>0</sub> calc	ctg <sub>0</sub>	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	<b>Vrd (kN)</b>
226	150	3.663	1.000	duttile lato acc	483.91	3488.40	<b>483.91</b>

La figura che segue illustra come le componenti di sollecitazione di taglio risultino sostanzialmente all'interno del dominio di resistenza. Pertanto la verifica è soddisfatta.



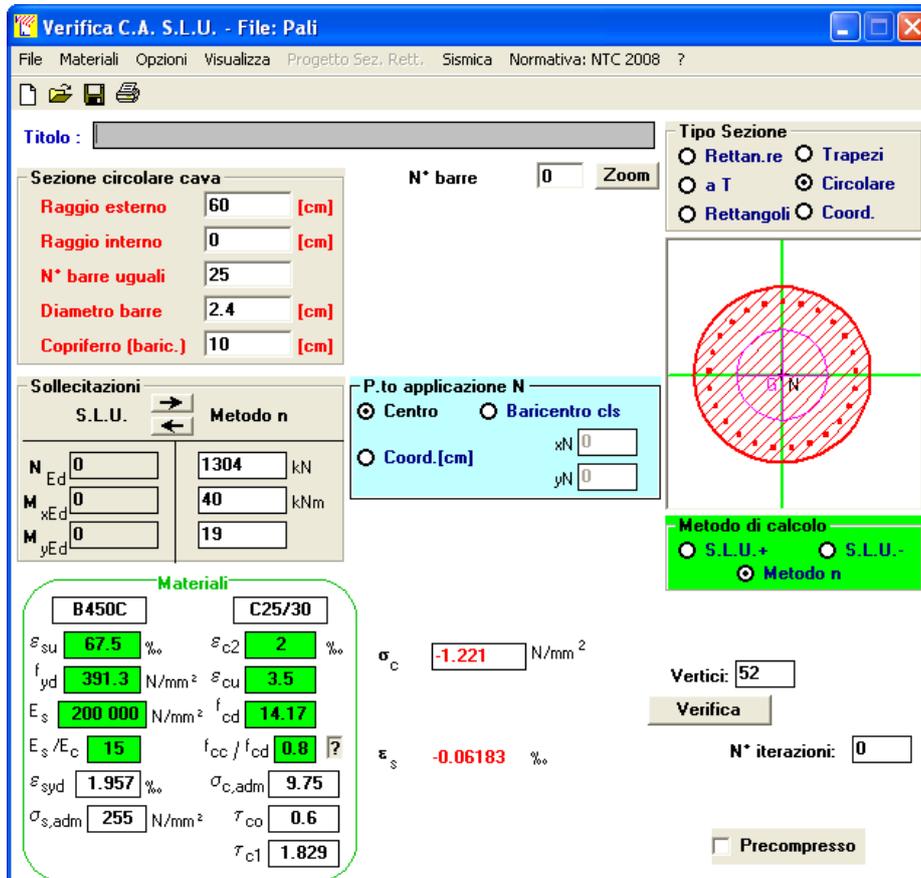
**6.5.8.2 Verifica a fessurazione – SLE**

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

**Combinazione frequente**

Assumendo a favore di sicurezza le massime componenti di momento flettente agenti in sommità palo per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell’azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

ENV SLEf		F1	F2	F3	M1	M2
	max	7	9	2254	17	19
	min	-8	-10	1304	-40	-17



La sezione rimane tutta compressa. La verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta; pertanto si trascura la verifica secondo il metodo diretto.

### **Combinazione quasi permanente**

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

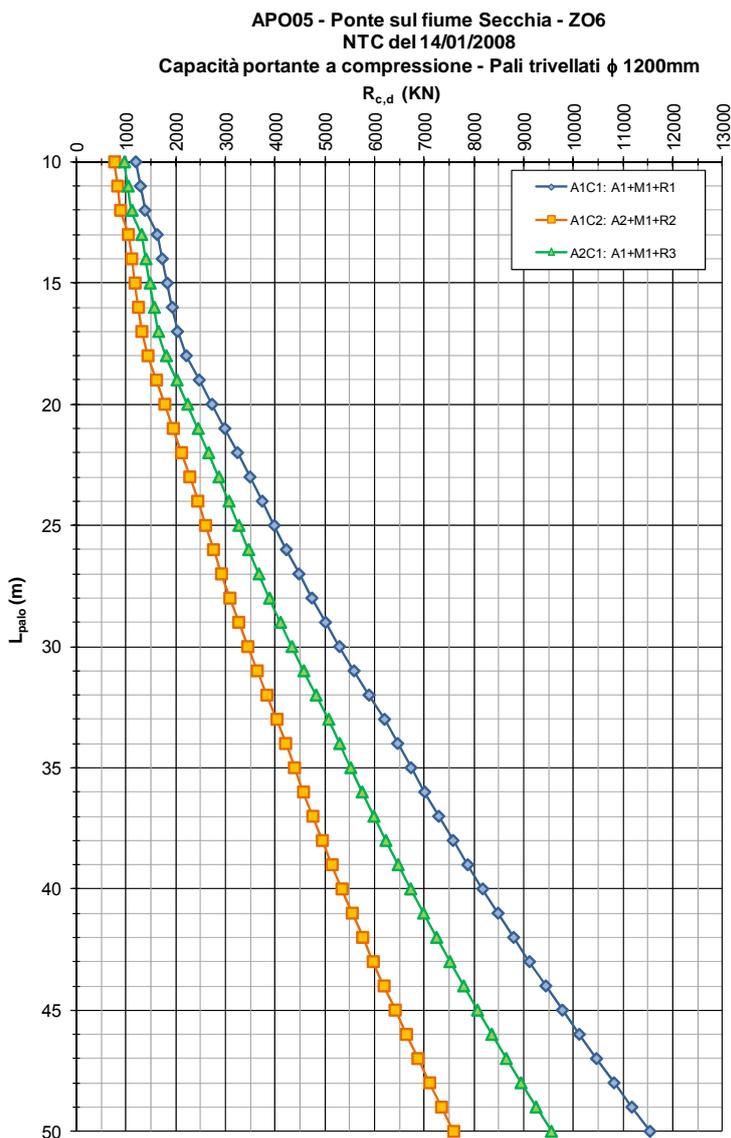
#### **6.5.8.3 Verifica a capacità portante per carichi verticali**

La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3).

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 40.0 m e considerando che i primi 5.0 m non siano attivi ai fini della capacità portante in quanto soggetti a possibile scalzamento dovuto al fenomeno dell'erosione (così come da indicazioni idrauliche), si ha una

capacità portante di calcolo del singolo palo pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del palo):

$$R_{cd} = 5523 \text{ KN}$$



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

<b>Sforzo normale sul singolo palo</b>			
SLU	P	SLV	P
Max	3485	Max	2425
Min	1040	Min	751
--	<b>kN</b>	--	<b>kN</b>

- $N_{Ed} = 3485$  KN condizione statica;
- $N_{Ed} = 2425$  KN condizione sismica.

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd} = 5523 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, dal momento che i pali distano tra loro meno di 8 volte il loro diametro, l'efficienza della palificata risulta inferiore di 1. Con riferimento alle indicazioni della Relazione Geotecnica, l'efficienza della palificata tende al valore minimo di  $E_v=0.7$  per interasse dei pali di 3 diametri; nel caso in esame l'interasse dei pali è leggermente superiore a 3 diametri, tuttavia, a favore di sicurezza si assume  $E_v=0.7$ .

Pertanto, la verifica della palificata viene svolta con riferimento al seguente valore di capacità portante:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim} = 61858 \text{ kN}$$

dove:

$N$  = è il numero di pali della palificata = 16;

$E_v = 0.7$ ;

$Q_{lim}$  = capacità portante del singolo palo ( $R_{cd}$ );

Per confrontare la capacità portante con l'azione assiale globale della palificata conviene sommare l'azione massima di compressione che si registra alla base della pila con il peso del plinto di fondazione. Si ha quanto segue.

<b>Sforzo normale sulla palificata</b>								
Pila	SLU	38020	Plinto	SLU	6750	Totale	SLU	44770
Pila	SLV	22821	Plinto	SLV	5000	Totale	SLV	27821
--	--	<b>kN</b>	--	--	<b>kN</b>	--	--	<b>kN</b>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

#### 6.5.8.4 Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

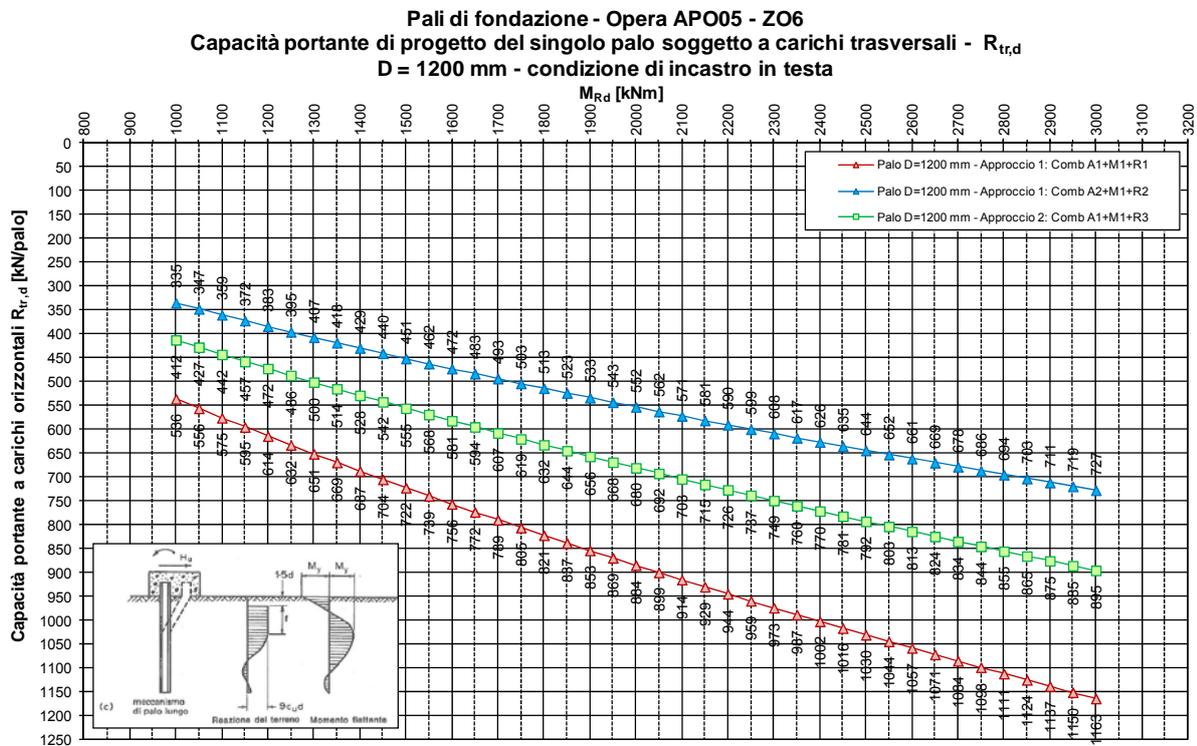
Le considerazioni che seguono fanno riferimento alla condizione di carico sismica in quanto maggiormente sfavorevole per le verifiche in esame.



Taglio sul singolo palo					
SLU/SLV	F1	F2	Vtot	i	Vcalc
Max	124	120	172	1.2	206
Min	-123	-120	172	1.2	206
--	kN	kN	kN	--	kN

$$R_{iR,d} = 726 \text{ KN} > V_{Ed} = 206 \text{ KN.}$$

La verifica è soddisfatta.



Per quanto attiene alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali della palificata intesa come gruppo di pali, in riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica è possibile assumere un coefficiente di efficienza pari a 0.8. La singola componente di azione orizzontale (longitudinale F1 e trasversale F2) complessivamente agente sulla palificata di una singola pila è ottenuta semplicemente moltiplicando il taglio agente sul singolo palo per il numero di pali costituente la palificata stessa. Si ha:

- Direzione longitudinale:  $V_d = 1984 \text{ kN}$
- Direzione trasversale:  $V_d = 1920 \text{ kN}$

La capacità portante della palificata per ogni direzione di carico risulta:

$$H_{Rd} = N \cdot E_H \cdot R_{t,Rd} = 9293 \text{ kN}$$

dove:

$N$  = è il numero di pali della palificata = 16;

$E_H = 0.8$ ;

$R_{t,Rd}$  = capacità portante del singolo palo

$$F_{tot} < H_{Rd}.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 6.5.9. Dimensionamento del sistema di isolamento sismico

Le caratteristiche generali del sistema di isolamento sismico previsto sono descritte al punto 6.4.

#### 6.5.9.1 Spostamenti

Nei grafici illustrati nel seguito sono diagrammati i valori di spostamento orizzontale (intesi come deformazioni dei dispositivi stessi, ossia già depurati degli spostamenti delle sottostrutture) calcolati allo SLC per la totalità dei dispositivi di isolamento dell'impalcato.

Si riconoscono i seguenti valori significativi:

- Isolatori sulle spalle (n. 4):  
Spostamento longitudinale 220 mm  
Spostamento trasversale 150 mm
- Isolatori sulle pile delle prime tre capate più esterne (n. 12):  
Spostamento longitudinale 190 mm  
Spostamento trasversale 140 mm
- Isolatori sulle pile delle capate più interne (n. 8):  
Spostamento longitudinale 150 mm

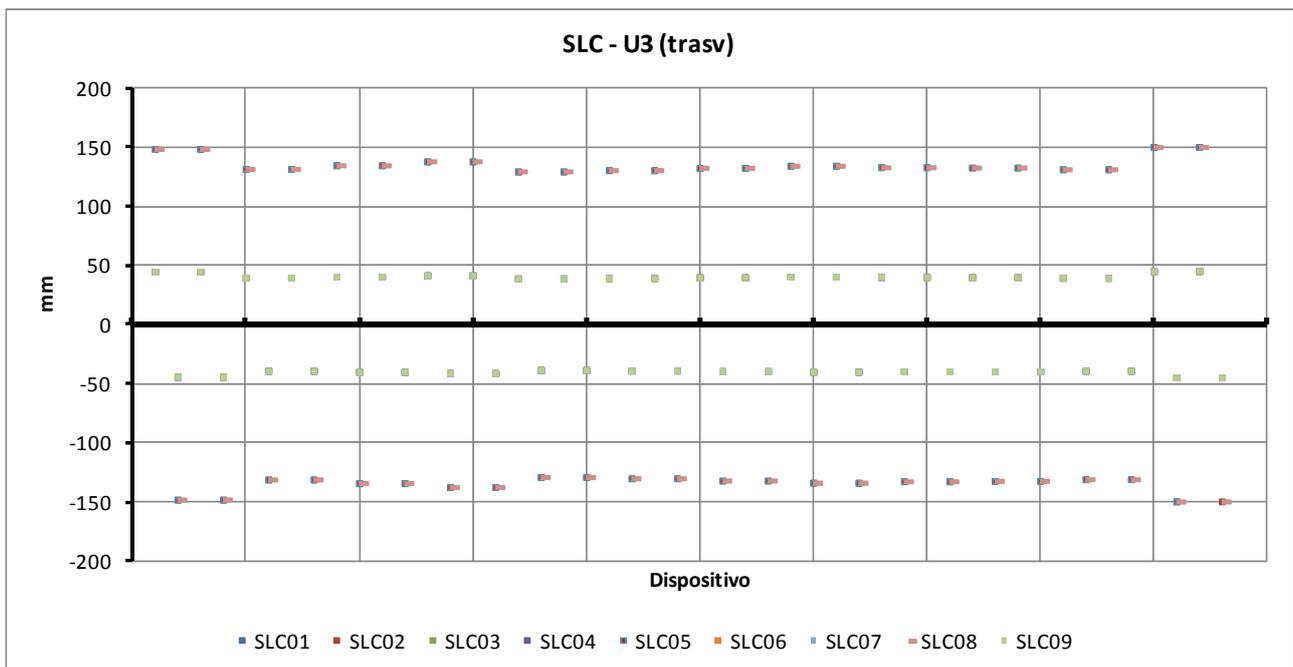
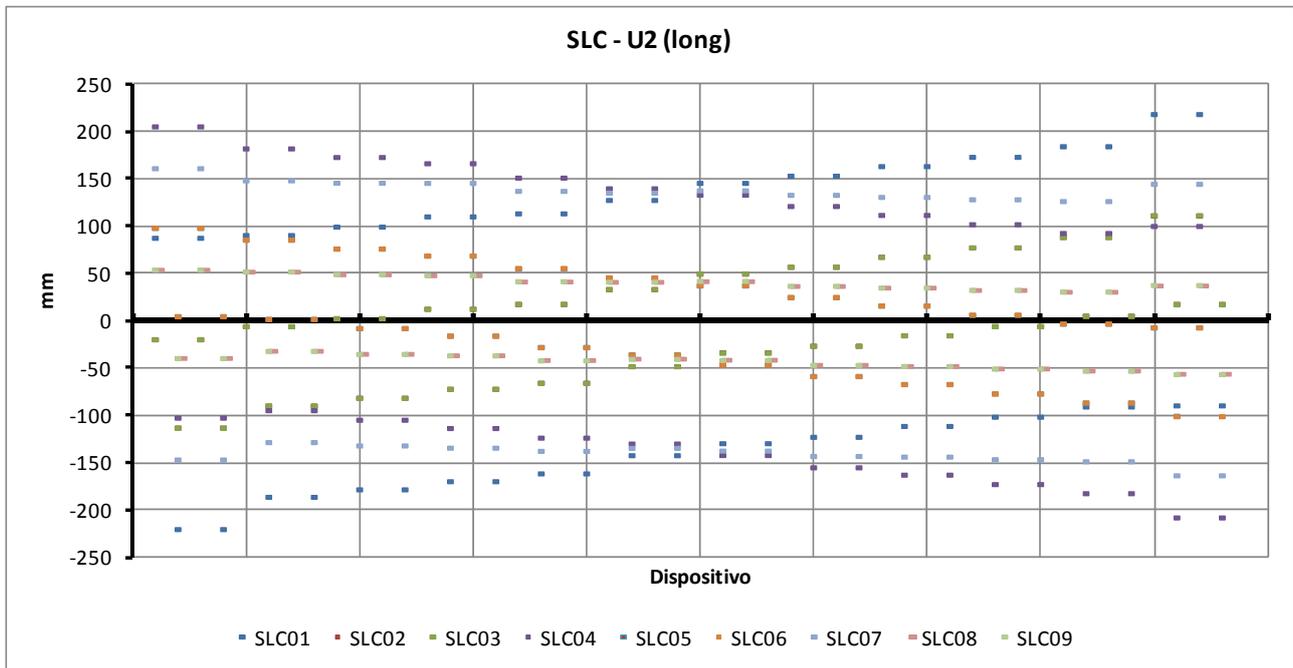
---

#### Spostamento trasversale 130 mm

Volendo uniformare la scelta dei dispositivi relativamente ai raggi di curvatura dei dispositivi disponibili in commercio, si opta per

- un isolatore con capacità di spostamento **+/- 250 mm.** per le spalle.
- un isolatore con capacità di spostamento **+/- 200 mm.** per le pile.

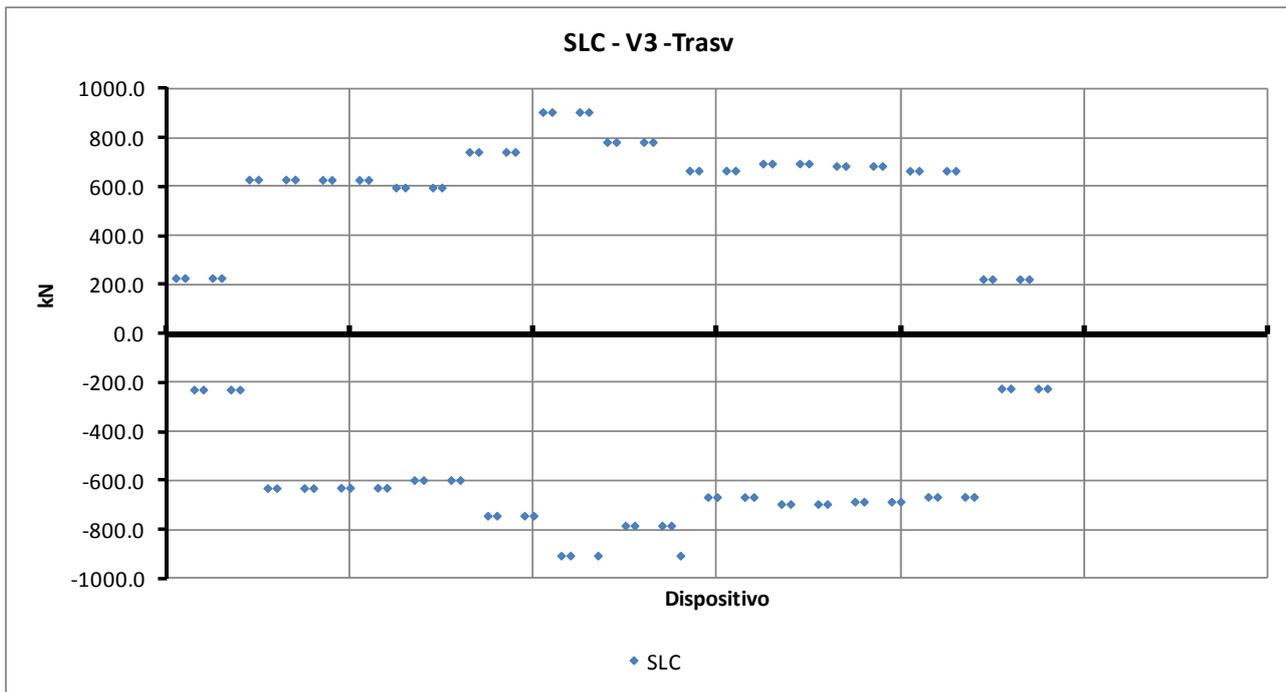
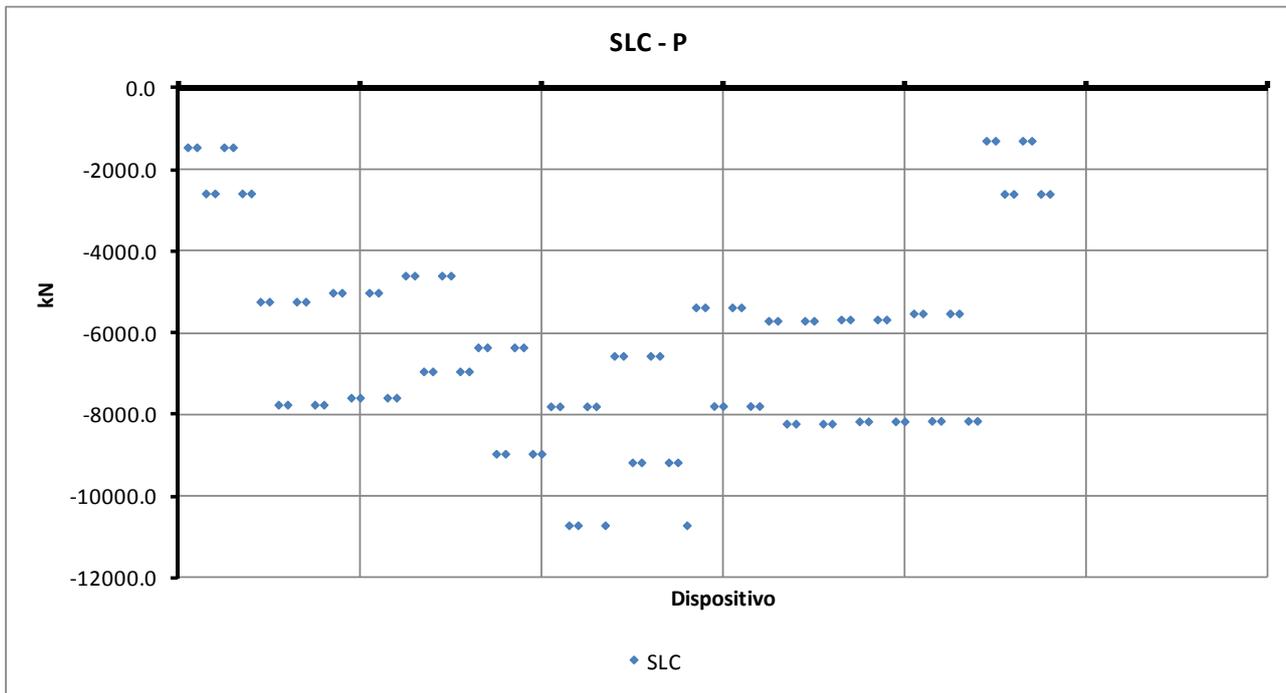
Dalle tabelle dei produttori si osserva che dispositivi di tal tipo sono generalmente caratterizzati da raggi di curvatura 3100 mm, ossia coincidenti con il valore assunto come base di calcolo per la taratura delle caratteristiche meccaniche equivalenti dei dispositivi stessi.

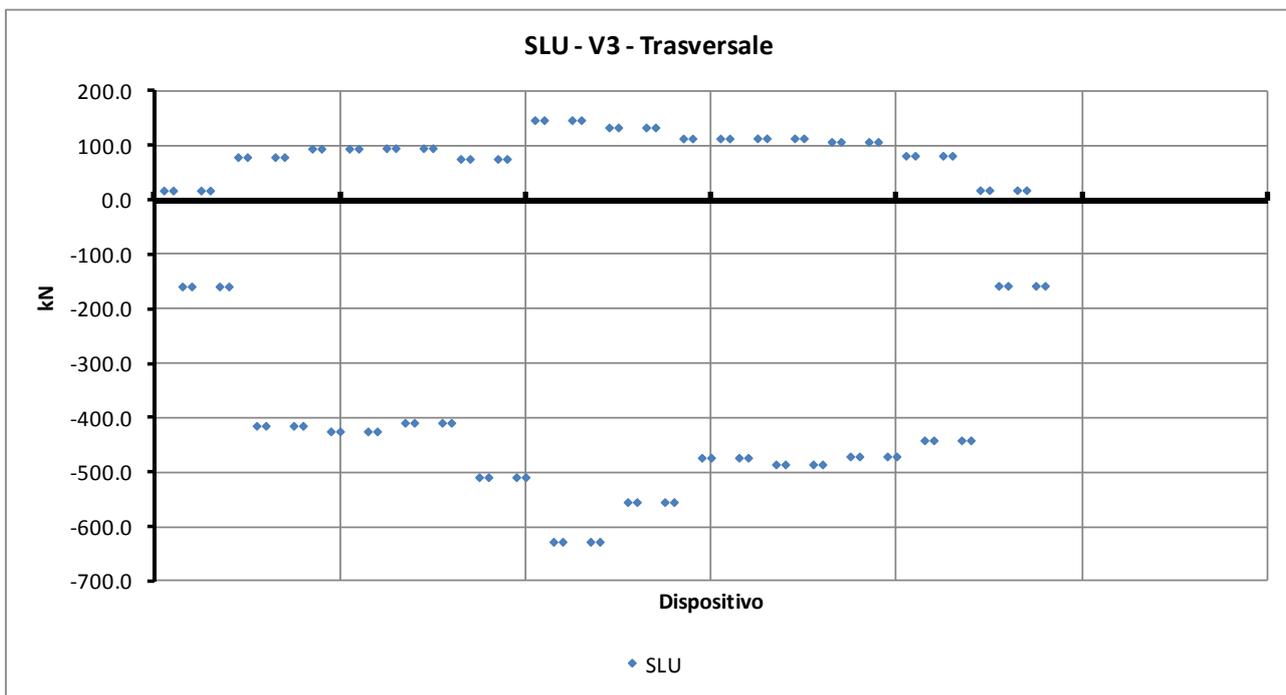
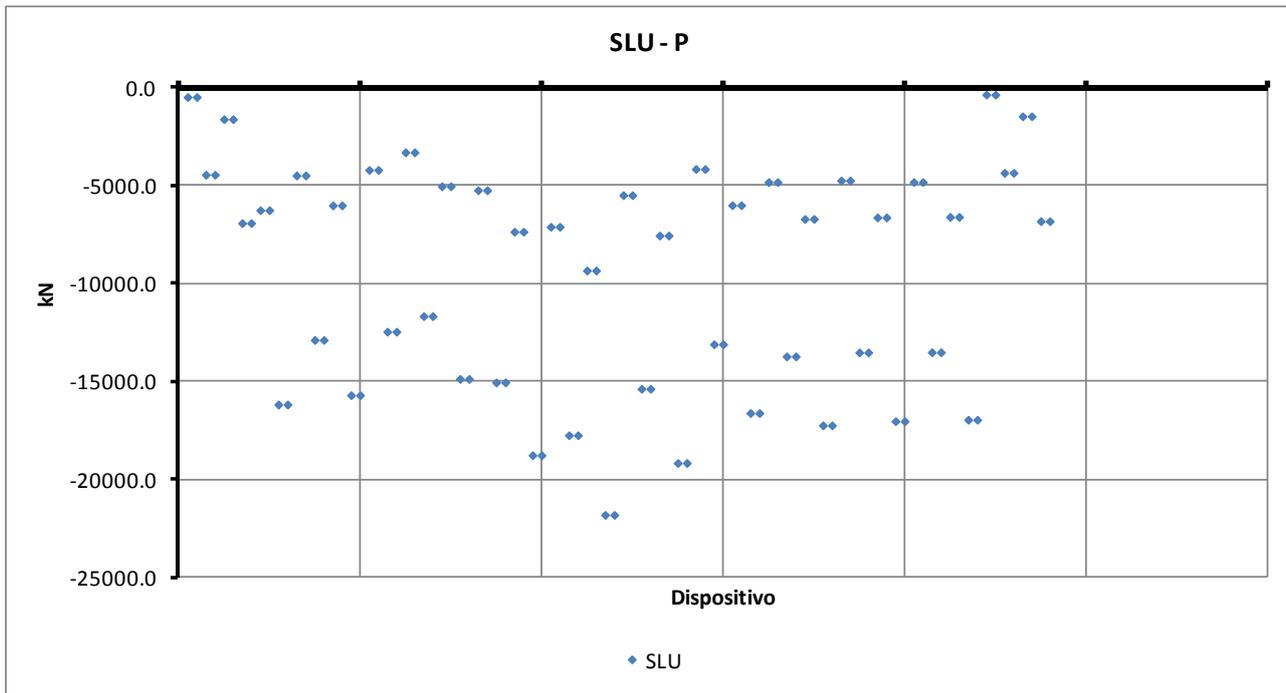


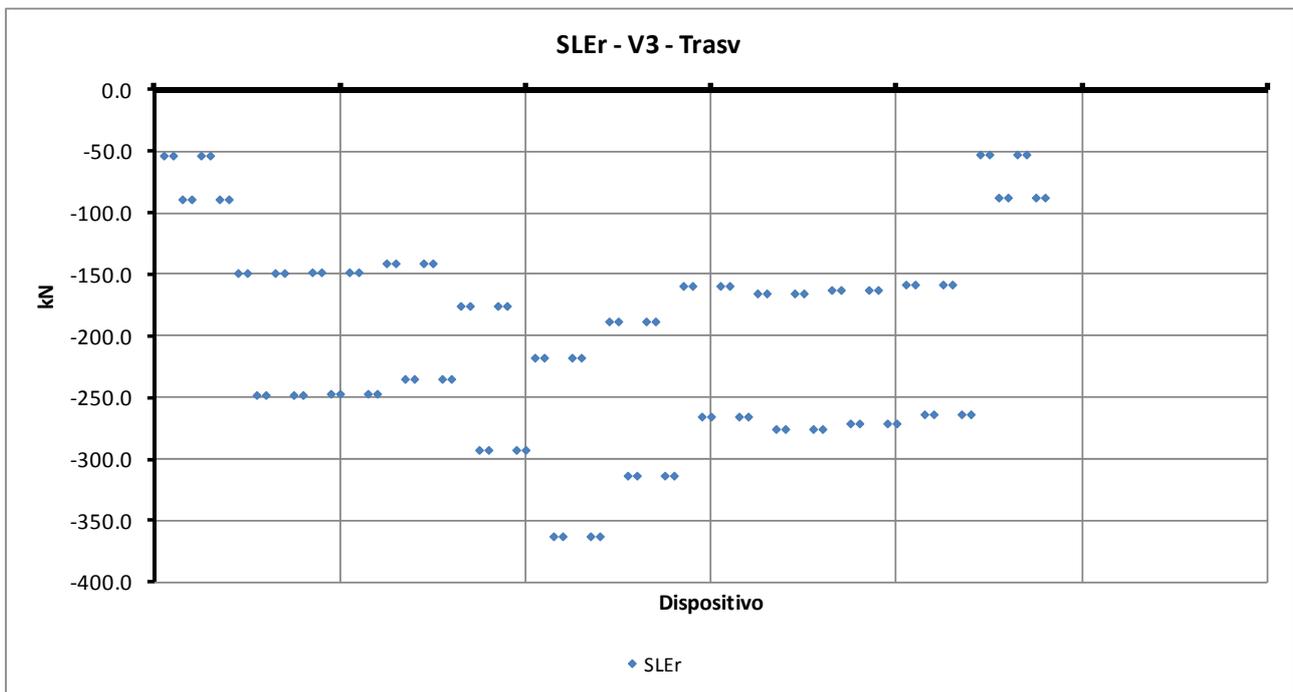
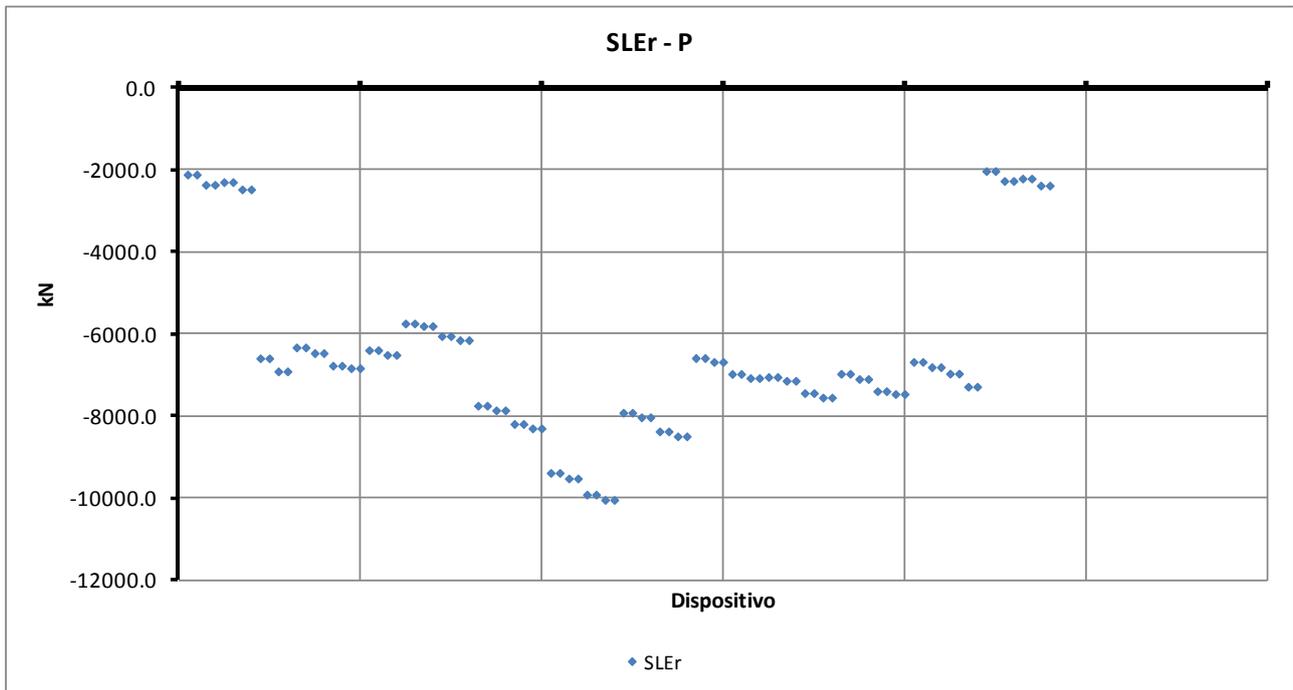
### 6.5.9.2 Azioni

Nei grafici che seguono sono diagrammati i valori di sforzo calcolati per le varie combinazioni di carico (P indica l'azione normale positiva se in trazione, V2 indica l'azione orizzontale in direzione longitudinale, V3 l'azione orizzontale in direzione trasversale) ottenute come somma delle azioni determinate dal modello "Fase 1" e dal modello "Fase 2". Gli isolatori rimangono sempre compressi per qualsiasi combinazione di carico. Si riconoscono i seguenti valori significativi:

- 
- Isolatori sulle spalle (n. 4):  
Forza verticale Pmax (SLC): - 2600 kN  
Forza verticale Pmax (SLU): - 7000 kN  
Forza verticale Pmax (SLEqp):- 2150 kN  
Forza verticale Pmin (SLEr): - 2025 kN  
Forza orizzontale trasversale V3max (SLEr):90 kN
  - Isolatori sulle pile delle prime tre capate più esterne (n. 12):  
Forza verticale Pmax (SLC): - 8200 kN  
Forza verticale Pmax (SLU): - 17000 kN  
Forza verticale Pmax (SLEqp):- 7300 kN  
Forza verticale Pmin (SLEr): - 5740  
Forza orizzontale trasversale V3max (SLEr):280 kN
  - Isolatori sulle pile delle capate più interne (n. 8):  
Forza verticale Pmax (SLC):- 10800 kN  
Forza verticale Pmax (SLU): - 21800 kN  
Forza verticale Pmax (SLEqp):- 9700 kN  
Forza verticale Pmin (SLEr): - 6600 kN  
Forza orizzontale trasversale V3max (SLEr):365 kN









### **6.5.10. Dimensionamento dei giunti di dilatazione**

Per “capacità di spostamento” dei giunti di dilatazione posti alle estremità dell’impalcato si intende la capacità di deformarsi in allungamento (dilatazione), di accorciarsi (contrazione) e di deformarsi trasversalmente (scorrimento). I giunti sono stati previsti secondo i seguenti indici prestativi:

- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti al normale esercizio dell’opera (SLE) per le variazioni termiche, l’azione di frenatura, l’azione del vento, le azioni dei carichi mobili e quelle dovute ai carichi permanenti portati;
- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti allo Stato Limite di Danno (SLD) in condizione sismica, opportunamente combinati con quelli derivanti dalle variazioni termiche e dai carichi permanenti portati;
- Devono garantire la fruibilità del ponte in condizioni sismiche violente (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti, anche se irreversibilmente danneggiati in termini di capacità di spostamento;
- Devono evitare, in termini di distanza strutturale tra la spalle e la testata della soletta, fenomeni longitudinali di martellamento per un sisma violento (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti.

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi degli spostamenti longitudinali U1 in dilatazione (positivi) ed in contrazione (negativi) e degli scorrimenti trasversali U2 per le combinazioni di carico in condizione sismica SLC e per la condizione sismica SLD (la condizione statica non risulta dimensionante) ed anche, per completezza, per la condizione sismica SLV.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
3	ENV - SLV	Combination	Max	203	137
3	ENV - SLV	Combination	Min	-202	-137
3	ENV SLC	Combination	Max	215	148
3	ENV SLC	Combination	Min	-214	-148
3	ENV SLD	Combination	Max	110	47
3	ENV SLD	Combination	Min	-109	-47
TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
126	ENV - SLV	Combination	Max	203	139
126	ENV - SLV	Combination	Min	-203	-139
126	ENV SLC	Combination	Max	214	150
126	ENV SLC	Combination	Min	-215	-150
126	ENV SLD	Combination	Max	109	47
126	ENV SLD	Combination	Min	-110	-47

Si prevede pertanto l'adozione di giunti di dilatazione che presentino le seguenti caratteristiche:

- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 110 mm;
- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 50 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 220 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 150 mm.

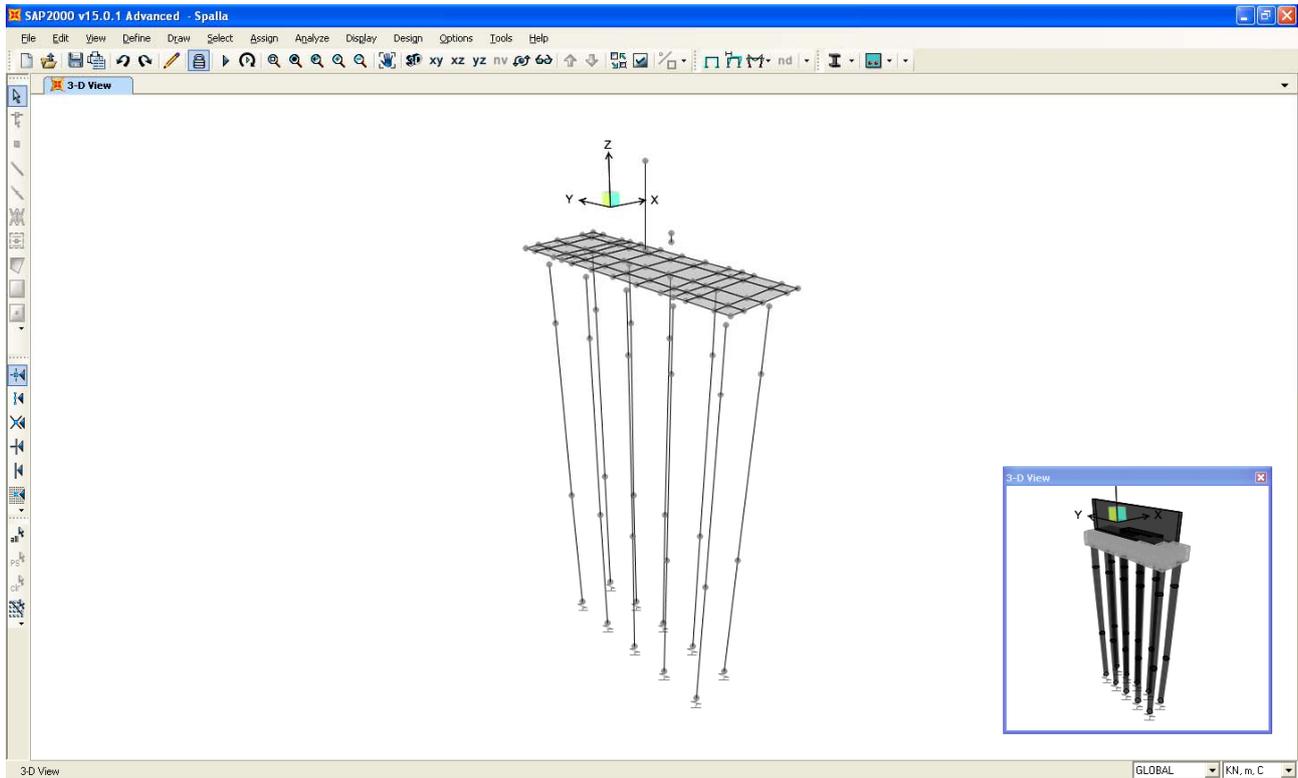
Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla sarà non inferiore a 220 mm in modo tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento.

## **7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE**

---

Il dimensionamento dei pali della spalla è stato effettuato tramite la realizzazione di un apposito modello agli elementi finiti con il programma SAP2000 v.15.0.1 della C&S Inc. La geometria analizzata è sinteticamente descritta da quanto segue (la spalla ha geometria piuttosto complessa dovuta al disassamento tra i due impalcati: nel calcolo di dimensionamento si semplifica il problema considerando solo la porzione di pertinenza di uno dei due impalcati):

- Altezza del muro paraghiaia: 4.5 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 16.4 m;
- Spessore muro paraghiaia: 0.6 m;
- Spessore platea di fondazione: 2.0 m;
- Lunghezza platea di fondazione: 5.6 m;
- Larghezza platea di fondazione: 16.4 m;
- Numero di pali: 10;
- Diametro pali: 1200 mm;
- Lunghezza pali: 32.0 m.



Il modello realizzato è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

- Il muro paraghiaia e i pali sono schematizzati con elementi finiti monodimensionali “frames”;
- La soletta di fondazione è schematizzata con elementi finiti bidimensionali “areas” di tipo “thin shell”;
- Il collegamento tra base del paraghiaia, asse di definizione degli elementi schematizzanti la soletta e la sommità dei pali è realizzato tramite appositi vincoli interni “joint constrains” a corpo rigido;
- I pali sono stati vincolati orizzontalmente tramite vincoli elastici lineari avente rigidezza  $K_h = 3928$  KN/m per il primo tratto di lunghezza 4.0 m, pari a  $K_h = 22586$  KN/m per il secondo tratto di lunghezza 15.0 m e  $K_h = 58569$  KN/m per l’ultimo tratto di lunghezza 13.0 m (schematizzazione del terreno alla “Winkler”) e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza  $K_h = 755000$  KN/m.

Si sono assegnati i seguenti carichi:

- Peso proprio degli elementi costituenti la spalla;
- Al nodo di sommità dell’elemento “frame” schematizzante il punto di contatto tra impalcato e spalla si sono assegnati i carichi trasmessi dall’impalcato. In particolare si veda la tabella seguente (l’azione verticale N è considerata positiva se diretta verso l’alto).

	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>V</b>
Permanenti	4102.7	0.0	0.0
Veicoli Nmax	3921.8	4231.6	-50.2
Veicoli Mmax	1760.1	9432.5	-50.2
Veicoli Nmin	-1398.0	1877.9	26.1
Vento	0.0	88.9	-177.7

- All'elemento "frame" schematizzante il paraghiaia si è assegnata la spinta del terreno a tergo del muro stesso considerata agente in stato "a riposo" per la condizione statica e in stato limite attivo per la condizione sismica (formulazione di Mononobe-Okabe). Vale quanto sotto riportato.

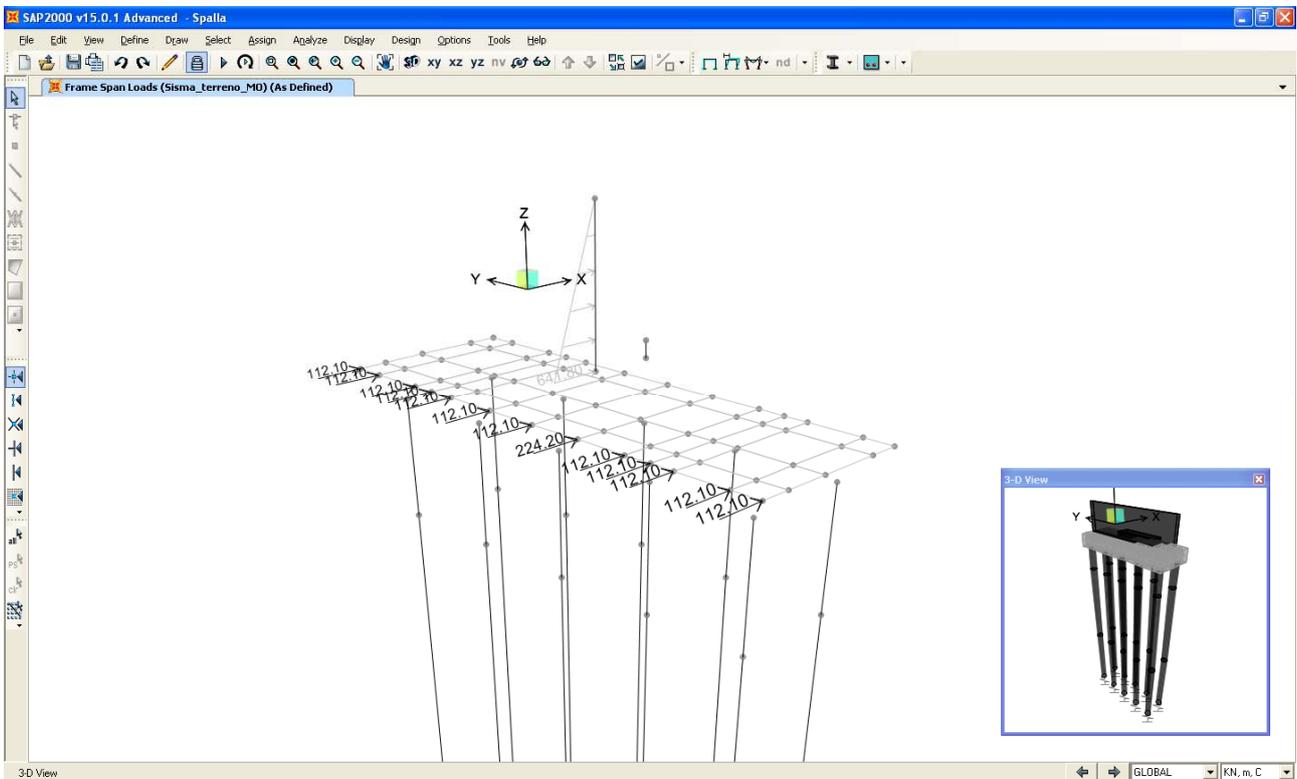
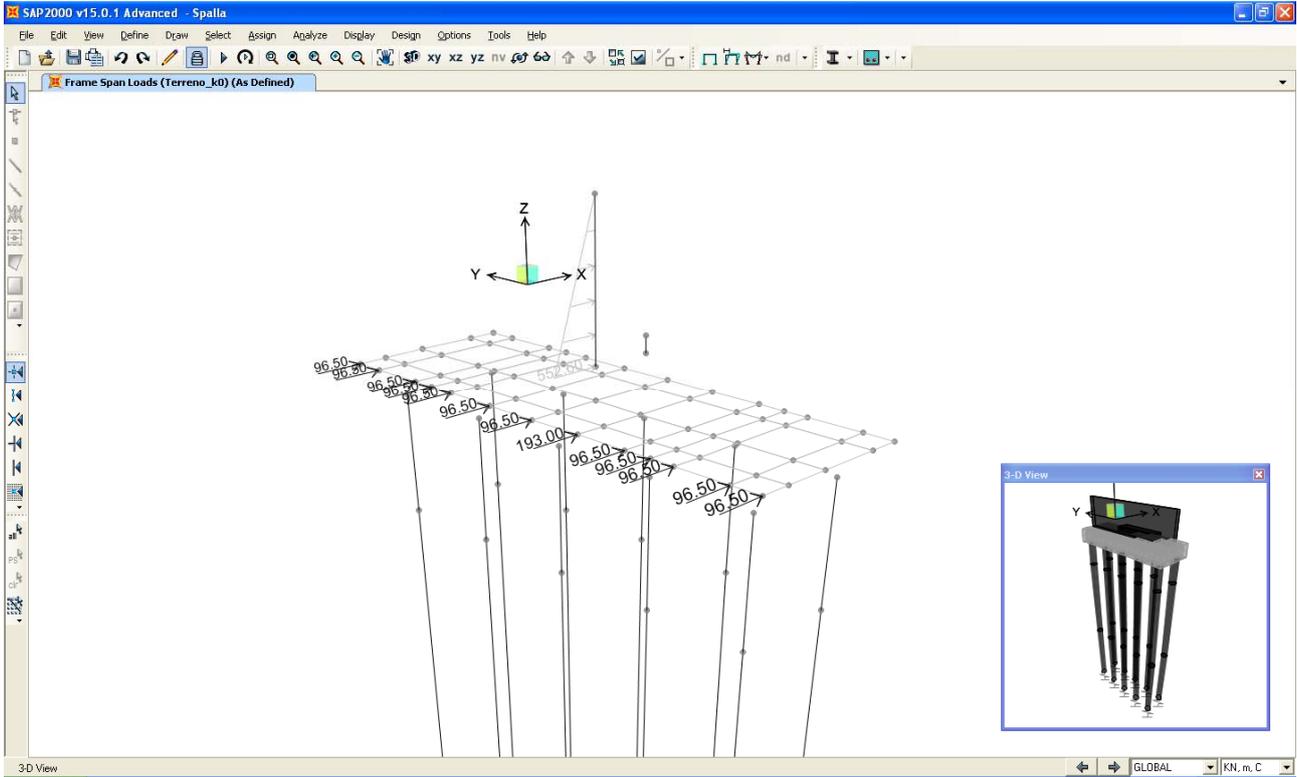
Angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi' = 38^\circ$ ;

Peso dell'unità di volume del terreno  $\gamma = 19.5 \text{ KN/mc}$ ;

Coefficiente di spinta a riposo (condizione statica)  $k_0 = 0.384$ .

Per quanto attiene ai parametri utilizzati in condizione sismica, si deve precisare che l'influenza del coefficiente sismico verticale  $K_v$  sul valore finale della spinta orizzontale secondo la formulazione di Mononobe- Okabe è circa pari al 5%. In virtù di tale considerazione si assume un unico coefficiente di spinta in condizioni sismica incrementato del 5% rispetto al caso  $k_v=0$ , mentre si considera  $K_v$  per quanto riguarda le azioni inerziali innescate dai pesi propri degli elementi.

Considerando una larghezza di spalla pari a 16.4 m si hanno i valori dei carichi di seguito riportati.



Per quanto riguarda l'azione inerziale orizzontale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali e terreno imbarcato inclusi) un'azione orizzontale diretta in direzione X pari a 0.316 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.316 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

Per quanto riguarda l'azione inerziale verticale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali inclusi) un'azione verticale diretta in direzione Z pari a 0.158 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.158 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- Per quanto riguarda il carico mobile agente a tergo della spalla, si è fatto riferimento a quanto indicato nella C.M. 617/2009. In particolare si è considerata la presenza di tre corsie di carico dello schema di carico 1 e la presenza di ulteriori 2.50 KPa nella porzione laterale rimanente. Considerando tale carico agente in superficie su una lunghezza longitudinale pari a 2.20 m si ha la seguente pressione superficiale:

$$p_{\text{sup}} = 34.9 \text{ KPa.}$$

Considerando poi un angolo di diffusione lungo la verticale pari a 30°, la pressione alla quota di spiccato della platea vale:

$$p_{\text{inf}} = 12.9 \text{ KPa.}$$

Si è quindi considerato un carico verticale uniformemente distribuito pari al valore

$$q = 25.0 \text{ KPa.}$$



SPALLA - SLU/SLV	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PESO PROPRIO	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
VENTO	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N <sub>MAX</sub>	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - M <sub>MAX</sub>	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N <sub>MIN</sub>	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICO A TERGO	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SISMA X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SISMA Z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00

SPALLA - SLE FR	1	2	3	4
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.00	1.00	1.00	1.00
VENTO	0.00	0.00	0.00	0.20
VEICOLI - N <sub>MAX</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - M <sub>MAX</sub>	0.75	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N <sub>MIN</sub>	0.00	0.75	0.00	0.00
CARICO A TERGO	0.00	0.00	0.75	0.00
SISMA X	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Z	0.00	0.00	0.00	0.00

### 7.1.1. Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV

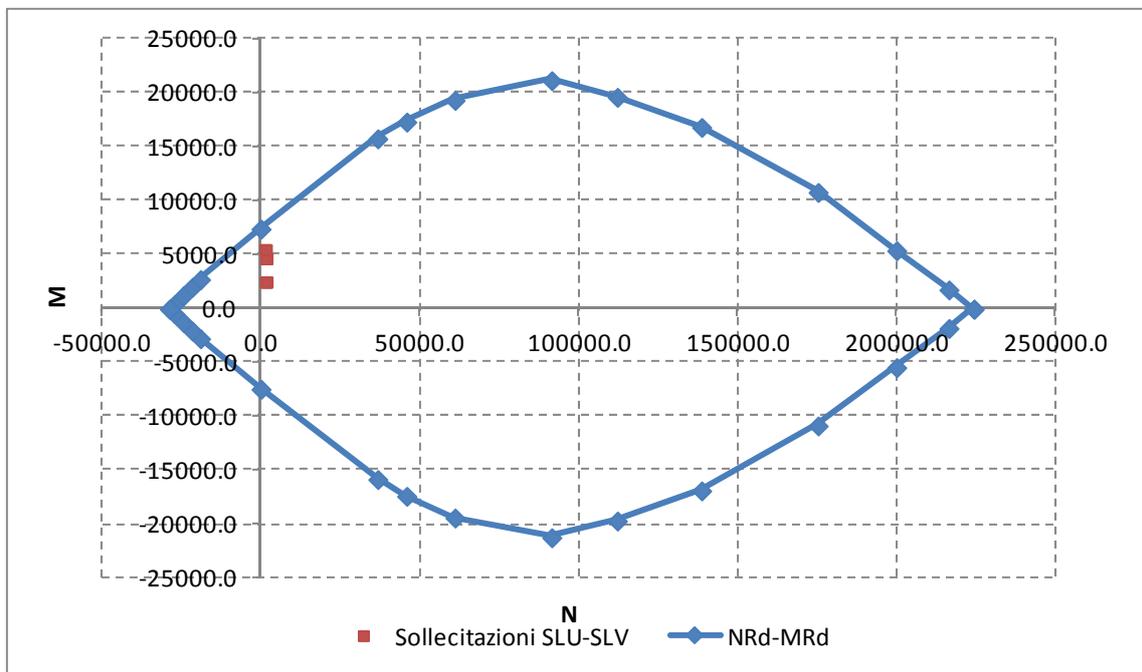
Il paramento frontale della spalla è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso-flessione retta e di taglio alla sezione di base del paramento (sezione maggiormente sollecitata). I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto della pila si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio.

## Verifica a pressoflessione

Si ipotizza di armare il paramento con barre di diametro 24 mm ad interasse 200 mm. Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni dedotte dalle analisi strutturali (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

**TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	0	SLU1	Combination	-1494.5	1678.5	0.0	0.0	0.0	2517.8
3	0	SLV1	Combination	-1107.0	2930.6	0.0	0.0	0.0	5510.7
3	0	SLU2	Combination	-1494.5	1678.5	0.0	0.0	0.0	2517.8
3	0	SLU3	Combination	-1107.0	1678.5	0.0	0.0	0.0	2517.8
3	0	SLV2	Combination	-932.1	2930.6	0.0	0.0	0.0	5510.7
3	0	SLU4	Combination	-1107.0	1678.5	0.0	0.0	0.0	2517.8
3	0	SLU5	Combination	-1494.5	2634.7	0.0	0.0	0.0	4669.2
3	0	SLU6	Combination	-1107.0	2634.7	0.0	0.0	0.0	4669.2
3	0	SLV3	Combination	-1281.9	2930.6	0.0	0.0	0.0	5510.7



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono sostanzialmente all'interno del dominio resistente.

### Verifica a taglio

La massima azione tagliante, ottenuta come sopra descritto, vale:

- $V_{Ed} = 2930.6 \text{ KN}$ .

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, ipotizzando la sezione di indagine sprovvista di apposita armature a taglio si avrebbe quanto segue (si ipotizza tesa il 50% dell'armatura longitudinale e si considera nulla l'azione assiale).

<b>Dati</b>		
b (mm)	16400.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	600.0	altezza della sezione
d (mm)	540.0	altezza utile
$f_{ck}$ (MPa)	35.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
$f_{yd}$ (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
$f_{cd}$ (MPa)	19.83	resistenza di progetto del calcestruzzo
$f'_{cd}$ (MPa)	9.92	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
$A_s$ (mmq)	37096.0	armatura longitudinale
k	1.61	fattore di ingranamento
$v_{min}$	0.42	tensione resistente minima
$\rho_l$	0.0042	rapporto geom. di armatura longit.
$N_{Ed}$ (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
$\sigma_{cp}$ (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
$\alpha_c$	1.00	coefficiente maggiorativo

$V_{Rd}$ (KN)	<b>4183.9</b>	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
---------------	---------------	--

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta.

### 7.1.2. Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la

tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

### Combinazione frequente

Assumendo la coppia N-M maggiormente gravosa tra le combinazioni di carico indagate, si ha quanto riportato sotto.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: SPALLA**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

**TITOLO:** SPALLA

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1640	60	1	370.96	6
			2	370.96	54

**Tipo Sezione:**  
 Rettan.re    Trapezi  
 a T    Circolare  
 Rettangoli    Coord.

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.   Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0      1107 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0      3060.3 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0      0

**P.to applicazione N:**  
 Centro    Baricentro cls  
 Coord.[cm]      xN: 0      yN: 0

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+    S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali:**

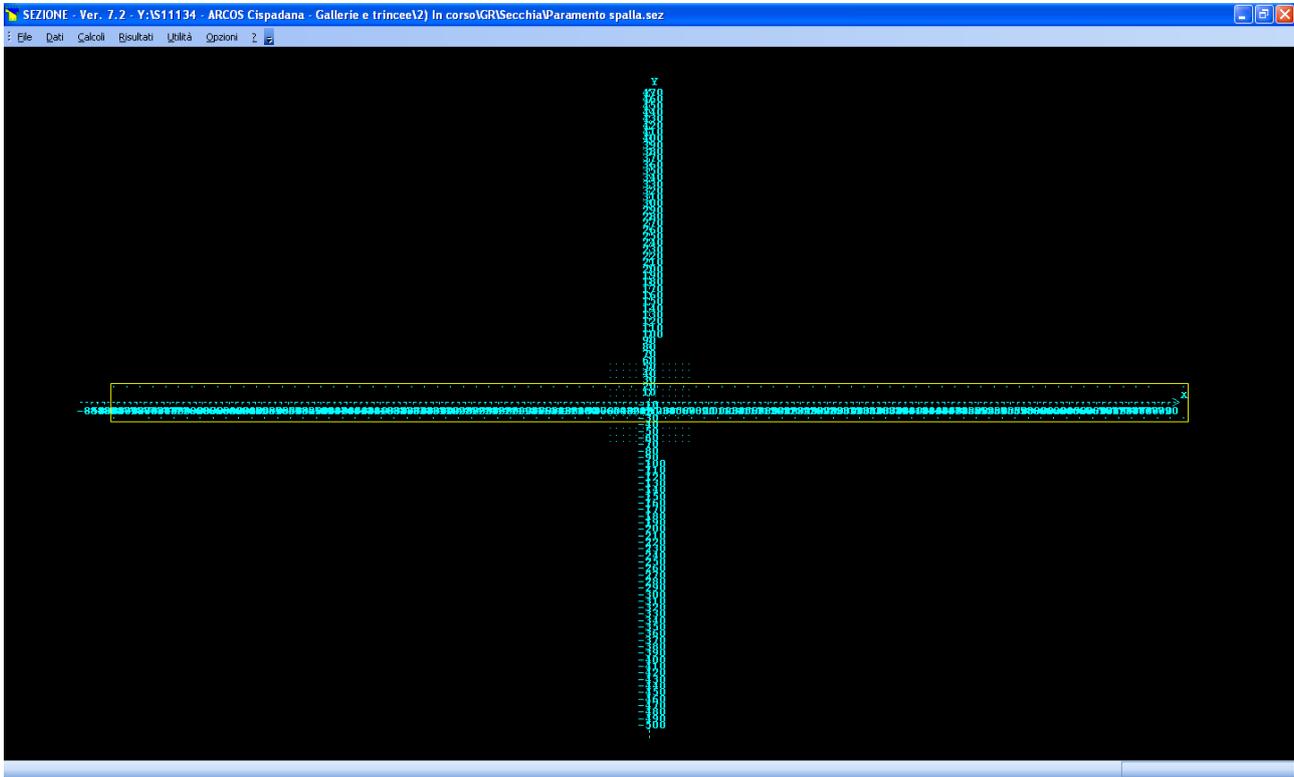
B450C		C35/45	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200 000 N/mm²	$f_{cd}$	19.83
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.8
		$\tau_{c1}$	2.257

$\sigma_c$ : -4.206 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 154.6 N/mm²  
 $\epsilon_s$ : 0.7729 ‰  
 d: 54 cm  
 x: 15.65      x/d: 0.2898  
 $\delta$ : 0.8023

**Verifica**      N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre inferiore al limite minimo di 160.0 MPa. Si è proceduto anche ad una verifica tramite metodo diretto stimando l'apertura delle fessure tramite il programma Sezione Win della IngegneriaSoft: si riportano in seguito i risultati ottenuti.



#### VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -2.51 N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.79$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{ck} = -2.81$  N/mm<sup>2</sup>  
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.0000$  mm <  $w_1 = 0.2$  mm.... **VERIFICA POSITIVA**

Dai risultati sopra riportati si evince che la massima tensione di trazione registrata nel conglomerato cementizio in ipotesi di sezione totalmente reagente risulta inferiore alla sua resistenza a trazione e, pertanto, non si raggiunge lo stato di esercizio di formazione delle fessure. Risultato del tutto compatibile si può ottenere ipotizzando il conglomerato cementizio resistente a trazione tramite il programma utilizzato sopra: si veda in proposito la figura seguente.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: SPALLA**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **SPALLA**

N° figure elementari:  Zoom N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	1640	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	370.96	6
2	370.96	54

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
 yN

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C		C35/45	
$\epsilon_{su}$	<input type="text" value="67.5"/> ‰	$\epsilon_{c2}$	<input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub>	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	$\epsilon_{cu}$	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E <sub>s</sub>	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="19.83"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	<input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	<input type="text" value="0.8"/> ?
$\epsilon_{syd}$	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="13.5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	$\tau_{c0}$	<input type="text" value="0.8"/>
		$\tau_{c1}$	<input type="text" value="2.257"/>

$\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰

**Verifica**  N° iterazioni:

Precompresso

### Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

### 7.1.3. Verifiche di Resistenza pali – SLU/SLV

La sezione dei pali di fondazione delle spalle è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione retta si è costruito il diagramma resistente  $N_{Rd}$ - $M_{Rd}$  e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni  $N_{Ed}$ - $M_{Ed}$  fornite da tutte le combinazioni in condizione statica e sismica. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di

taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; data la sezione circolare dei pali si è semplicemente confrontato tale valore resistente con il valore sollecitante ottenuto come radice quadrata della somma dei quadrati delle azioni taglianti nelle due direzioni (longitudinale e trasversale). Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni nella sezione di sommità dei 10 pali schematizzati (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	SLU1	Combination	-693.6	-351.7	-114.9	0.0	-608.1	-573.5
1	0	SLV1	Combination	486.9	-596.5	-44.5	0.0	-251.2	-1405.1
1	0	SLU2	Combination	-897.8	-341.0	-116.2	0.0	-556.9	-639.5
1	0	SLU3	Combination	-521.6	-339.8	-99.3	0.0	-462.1	-646.8
1	0	SLV2	Combination	661.5	-596.5	-41.6	0.0	-234.6	-1384.6
1	0	SLU4	Combination	-327.5	-337.8	-56.3	0.0	-262.3	-824.8
1	0	SLU5	Combination	-450.1	-480.0	-78.2	0.0	-408.7	-1103.0
1	0	SLU6	Combination	-73.9	-478.8	-61.4	0.0	-313.9	-1110.3
1	0	SLV3	Combination	312.4	-596.5	-47.5	0.0	-267.9	-1425.6
2	0	SLU1	Combination	-421.9	-348.2	86.3	0.0	525.2	-578.7
2	0	SLV1	Combination	484.6	-586.7	41.9	0.0	241.1	-1369.8
2	0	SLU2	Combination	-259.0	-353.8	43.0	0.0	340.9	-726.3
2	0	SLU3	Combination	117.1	-352.5	26.2	0.0	246.2	-733.6
2	0	SLV2	Combination	659.2	-586.7	38.9	0.0	224.5	-1349.3
2	0	SLU4	Combination	-137.3	-347.1	7.9	0.0	101.9	-867.7
2	0	SLU5	Combination	-395.2	-479.9	46.8	0.0	299.3	-1103.9
2	0	SLU6	Combination	-19.1	-478.7	29.9	0.0	204.6	-1111.1
2	0	SLV3	Combination	310.0	-586.7	44.8	0.0	257.7	-1390.3
7	0	SLU1	Combination	-1270.0	-336.6	-88.3	0.0	-458.4	-490.4
7	0	SLV1	Combination	215.5	-587.7	-32.0	0.0	-179.8	-1352.0
7	0	SLU2	Combination	-1273.8	-331.0	-90.3	0.0	-410.9	-582.5
7	0	SLU3	Combination	-793.2	-331.1	-77.2	0.0	-337.5	-597.3
7	0	SLV2	Combination	408.2	-587.5	-29.7	0.0	-167.4	-1330.7
7	0	SLU4	Combination	-487.8	-336.4	-46.5	0.0	-206.4	-810.1
7	0	SLU5	Combination	-824.8	-472.7	-61.7	0.0	-314.9	-1054.9
7	0	SLU6	Combination	-344.2	-472.7	-48.6	0.0	-241.5	-1069.7
7	0	SLV3	Combination	22.8	-587.8	-34.2	0.0	-192.3	-1373.2
9	0	SLU1	Combination	-1098.6	-338.6	65.8	0.0	409.7	-514.0
9	0	SLV1	Combination	214.0	-582.8	29.2	0.0	169.0	-1334.5
9	0	SLU2	Combination	-874.5	-345.8	30.7	0.0	271.3	-673.1
9	0	SLU3	Combination	-393.8	-345.8	17.7	0.0	198.0	-687.8
9	0	SLV2	Combination	406.8	-582.7	26.9	0.0	156.5	-1313.2
9	0	SLU4	Combination	-377.5	-342.9	0.0	0.0	57.5	-842.0
9	0	SLU5	Combination	-798.0	-472.8	29.6	0.0	202.0	-1056.5
9	0	SLU6	Combination	-317.3	-472.9	16.5	0.0	128.6	-1071.2
9	0	SLV3	Combination	21.3	-583.0	31.4	0.0	181.4	-1355.8
11	0	SLU1	Combination	-1471.7	-325.1	-5.7	0.0	6.8	-428.8
11	0	SLV1	Combination	107.6	-579.7	-1.4	0.0	-5.6	-1305.7
11	0	SLU2	Combination	-1299.1	-329.1	-17.3	0.0	0.3	-572.4
11	0	SLU3	Combination	-768.9	-330.8	-17.3	0.0	0.3	-596.6
11	0	SLV2	Combination	308.8	-579.6	-1.4	0.0	-5.6	-1284.7
11	0	SLU4	Combination	-516.7	-336.7	-20.6	0.0	-59.9	-806.3
11	0	SLU5	Combination	-976.3	-465.5	-15.9	0.0	-55.8	-1010.2
11	0	SLU6	Combination	-446.1	-467.3	-15.9	0.0	-55.8	-1034.4
11	0	SLV3	Combination	-93.6	-579.8	-1.4	0.0	-5.6	-1326.7
31	0	SLU1	Combination	-3359.7	-351.5	-126.5	0.0	-675.8	-572.5
31	0	SLV1	Combination	-2758.3	-596.9	-54.9	0.0	-306.8	-1408.0
31	0	SLU2	Combination	-3183.8	-340.8	-126.7	0.0	-615.7	-638.5
31	0	SLU3	Combination	-2766.1	-339.3	-108.7	0.0	-514.3	-644.5
31	0	SLV2	Combination	-2658.0	-596.7	-52.0	0.0	-290.8	-1386.5
31	0	SLU4	Combination	-1903.6	-338.4	-64.3	0.0	-300.6	-828.6
31	0	SLU5	Combination	-2936.9	-480.9	-90.5	0.0	-471.6	-1108.3
31	0	SLU6	Combination	-2519.2	-479.4	-72.4	0.0	-370.2	-1114.3
31	0	SLV3	Combination	-2858.6	-597.1	-57.8	0.0	-322.8	-1429.5
32	0	SLU1	Combination	-3019.8	-348.5	104.2	0.0	615.4	-581.0
32	0	SLV1	Combination	-2756.0	-587.2	57.6	0.0	317.0	-1372.7
32	0	SLU2	Combination	-2400.6	-354.8	56.3	0.0	407.5	-732.5
32	0	SLU3	Combination	-1982.9	-353.3	38.2	0.0	306.1	-738.4
32	0	SLV2	Combination	-2655.7	-587.0	54.7	0.0	300.9	-1351.2
32	0	SLU4	Combination	-1683.9	-347.8	12.8	0.0	128.2	-872.2
32	0	SLU5	Combination	-2878.2	-480.7	59.3	0.0	362.9	-1108.6
32	0	SLU6	Combination	-2460.5	-479.2	41.2	0.0	261.5	-1114.5
32	0	SLV3	Combination	-2856.3	-587.4	60.4	0.0	333.0	-1394.2
35	0	SLU1	Combination	-4064.7	-329.6	-113.3	0.0	-601.7	-451.0
35	0	SLV1	Combination	-3117.3	-586.4	-50.4	0.0	-282.3	-1345.2
35	0	SLU2	Combination	-3662.2	-324.3	-110.5	0.0	-525.3	-544.9
35	0	SLU3	Combination	-3127.2	-325.0	-94.6	0.0	-435.9	-563.7
35	0	SLV2	Combination	-2999.5	-586.2	-48.2	0.0	-270.2	-1323.4
35	0	SLU4	Combination	-2108.9	-335.3	-58.6	0.0	-269.1	-804.3
35	0	SLU5	Combination	-3403.7	-470.6	-83.5	0.0	-433.2	-1043.9
35	0	SLU6	Combination	-2868.7	-471.4	-67.6	0.0	-343.8	-1062.6
35	0	SLV3	Combination	-3235.1	-586.7	-52.5	0.0	-294.4	-1367.0
37	0	SLU1	Combination	-3823.7	-334.0	98.1	0.0	581.4	-488.8
37	0	SLV1	Combination	-3115.9	-581.6	53.2	0.0	293.2	-1327.8
37	0	SLU2	Combination	-3111.6	-344.7	55.5	0.0	403.5	-666.9
37	0	SLU3	Combination	-2576.5	-345.4	39.6	0.0	314.1	-685.7
37	0	SLV2	Combination	-2998.1	-581.3	51.0	0.0	281.1	-1306.0
37	0	SLU4	Combination	-1966.4	-342.9	9.4	0.0	109.5	-842.5
37	0	SLU5	Combination	-3373.1	-470.8	51.7	0.0	321.2	-1045.5
37	0	SLU6	Combination	-2838.0	-471.6	35.8	0.0	231.8	-1064.3
37	0	SLV3	Combination	-3233.7	-581.8	55.4	0.0	305.3	-1349.6
41	0	SLU1	Combination	-4399.0	-312.5	29.6	0.0	198.6	-358.7
41	0	SLV1	Combination	-3337.7	-577.5	1.4	0.0	5.6	-1294.3
41	0	SLU2	Combination	-3741.9	-320.8	56.4	0.0	410.3	-526.3
41	0	SLU3	Combination	-3139.6	-324.1	56.4	0.0	410.3	-559.3
41	0	SLV2	Combination	-3211.7	-577.2	1.4	0.0	5.6	-1272.0
41	0	SLU4	Combination	-2179.6	-336.2	-6.1	0.0	24.3	-804.2
41	0	SLU5	Combination	-3675.6	-461.8	-14.2	0.0	-46.0	-989.8
41	0	SLU6	Combination	-3073.3	-465.1	-14.2	0.0	-46.0	-1022.8
41	0	SLV3	Combination	-3463.7	-577.9	1.4	0.0	5.6	-1316.7

**Verifica a pressoflessione**

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 barre  $\phi 30$  mm.

Si precisa che, in accordo con le indicazioni riportate nella relazione geotecnica, si sono incrementate secondo un fattore 1.2 le sollecitazioni flessionali ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: PALO**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

**Titolo:** PALO

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 25  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

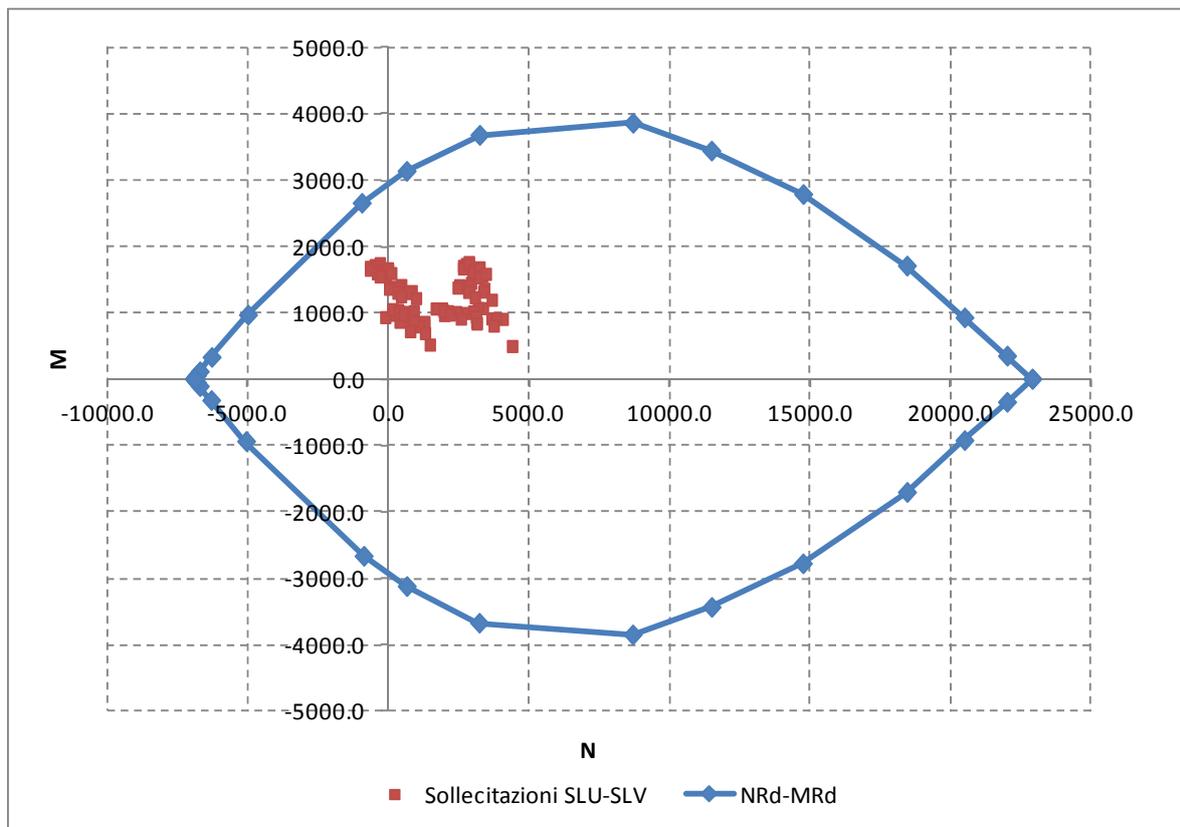
Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Calcoli:**

M<sub>xRd</sub>: 2 944 kN m  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 8.455 ‰  
 d: 110.6 cm  
 x: 32.38 x/d: 0.2928  
 $\delta$ : 0.806



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono sostanzialmente all'interno del dominio resistente.

### Verifica a taglio

La massima azione tagliante, ottenuta come sopra descritto, vale (si precisa che, in accordo con le indicazioni riportate nella relazione geotecnica, si sono incrementate secondo un fattore 1.2 le sollecitazioni taglianti ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo):

- $V_{Ed} = 719.9 \text{ KN}$ .

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, qualora si possano presentare significativi sforzi di trazione è obbligatoria un'apposita armatura trasversale a taglio; si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 12 mm e passo pari a 200 mm. In tal caso si ha quanto segue (si precisa che si schematizza la sezione circolare ad una rettangolare equivalente di larghezza pari al diametro ed altezza utile pari a  $0.8 \cdot 0.95 = 0.76$  volte il diametro).

Dati		
b (mm)	1200.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	960.0	altezza della sezione
d (mm)	912.0	altezza utile
$f_{ck}$ (MPa)	25.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
$f_{yd}$ (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
$f_{cd}$ (MPa)	14.17	resistenza di progetto del calcestruzzo
$f'_{cd}$ (MPa)	7.08	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima

Resist. a taglio della trave armata a taglio	
$A_{st}$ (mmq)	226.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	4.27
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
$V_{Rd3}$ (kN)	906.6
$V_{Rd2}$ (kN)	2405.8
<b><math>V_{Rd}</math> (kN)</b>	<b>906.6</b>

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta; l'armatura assunta è pari a circa 1130 mmq/m.

#### 7.1.4. Verifica a fessurazione pali – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

#### Combinazione frequente

Assumendo a favore di sicurezza il massimo momento flettente agente in sommità palo per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell'azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: PAL01500**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 25  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -670 270 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 870 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

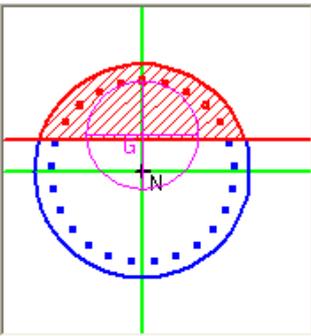
S.L.U.+ S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

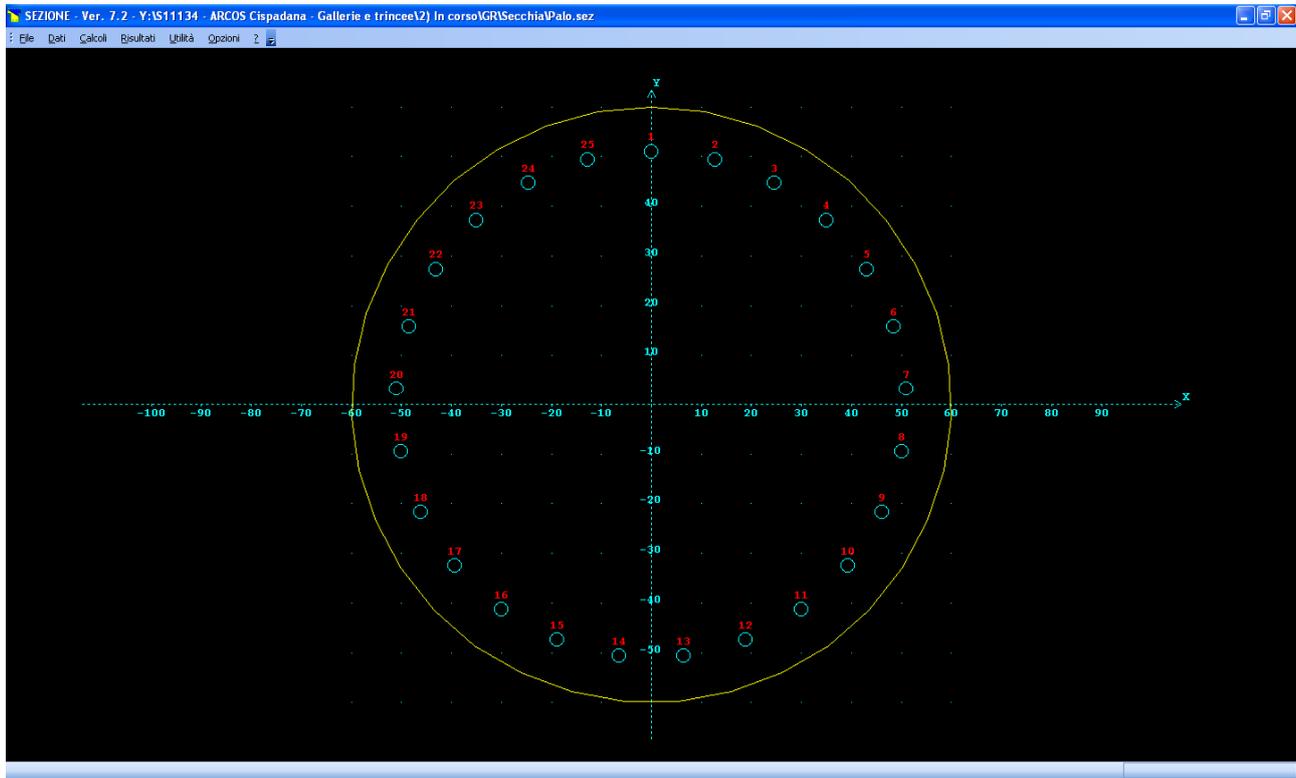
B450C C25/30  
 67.5 2  
 391.3 3.5  
 ε<sub>st</sub>: 200 000 ‰ ε<sub>c2</sub>: 14.17 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 15 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 0.8  
 E<sub>s</sub>: 1.957 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 9.75  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 255 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.6  
 ε<sub>syd</sub> ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 1.829  
 σ<sub>s,adm</sub> N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>  
 τ<sub>c1</sub>

σ<sub>c</sub>: -6.062 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 143.5 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub>: 0.7173 ‰  
 d: 110.6 cm  
 x: 42.9 x/d: 0.3879  
 δ: 0.9249

52  
 Verifica  
 Vertici: 4  
 N° iterazioni:  
 Precompresso



La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre inferiore al limite minimo di 160.0 MPa. Si è proceduto anche ad una verifica tramite metodo diretto stimando l'apertura delle fessure tramite il programma Sezione Win della IngegneriaSoft: si riportano in seguito i risultati ottenuti.



### VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -3.72 N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.13$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{ctk} = -2.15$  N/mm<sup>2</sup>  
 $c = 7.50$  cm;  $A_{eff} = 2864.70$  cm<sup>2</sup>;  $A_s = 70.69$  cm<sup>2</sup>;  $\rho = A_s/A_{eff} = 0.024675$ ;  $s = 12.78$  cm  
 $\phi = 3.00$  cm;  $k_2 = 0.4000$ ;  $k_3 = 0.1250$ ;  $s_{rm} = 23.6359$  cm;  $\zeta = 0.65996$   
 $\sigma_t = -3.72$  N/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_s = -143.64$  N/mm<sup>2</sup>;  $\beta_1 = 1.00$ ;  $\beta_2 = 0.50$ ;  $\epsilon_{sm} = 0.000460$   
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.1849$  mm <  $w_2 = 0.3$  mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

$\sigma_t$ : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

### Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

### **7.1.5. Verifica a capacità portante per carichi verticali**

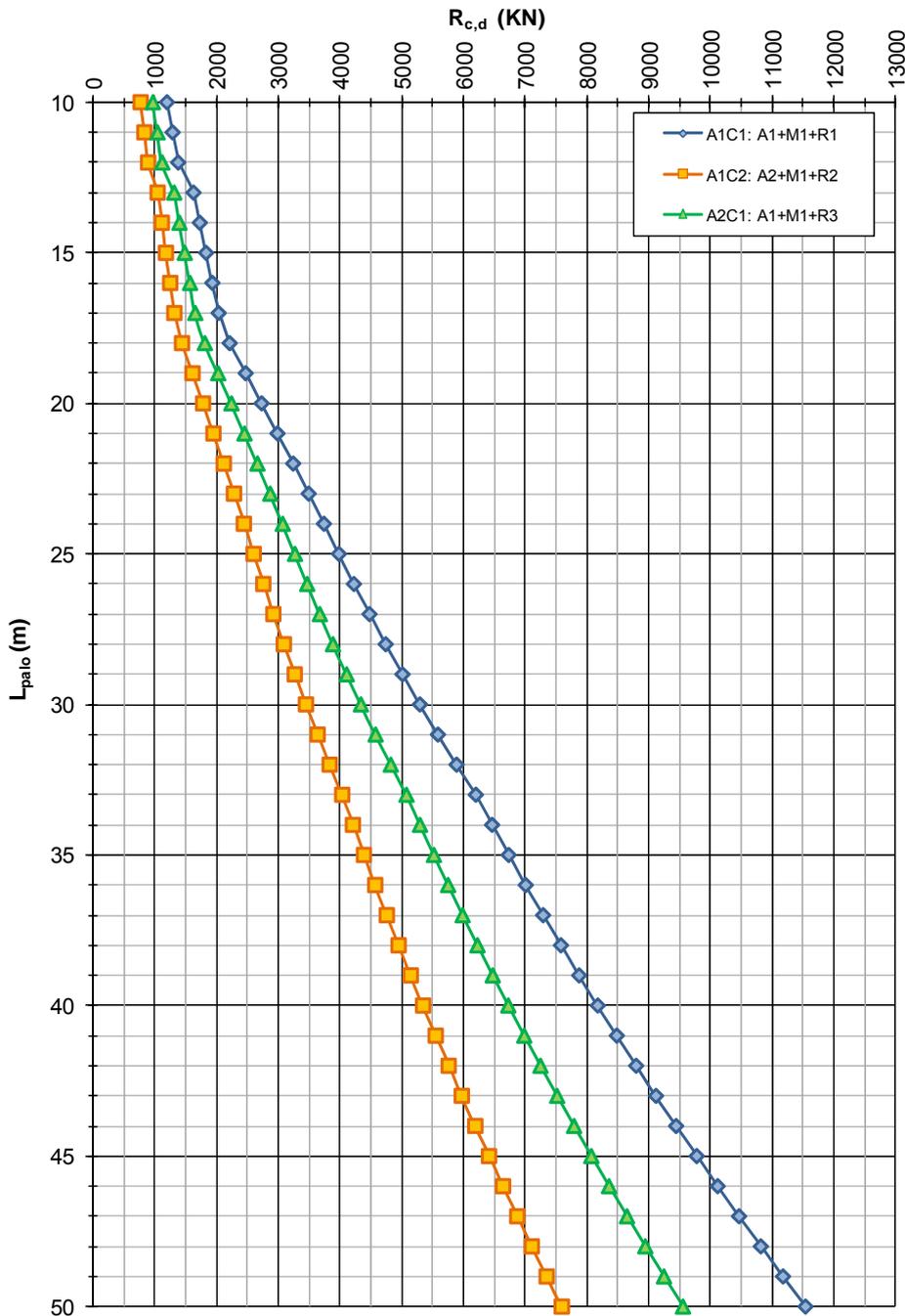
La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3) e si considera sia il caso di palo singolo, sia il caso di fondazione come palificata di gruppo i cui pali presentano interasse pari a 3 volte il diametro dei pali.

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 32.0 m, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del palo):

$$R_{cd} = 4826.0 \text{ KN}$$

**APO05 - Ponte sul fiume Secchia - ZO6**  
**NTC del 14/01/2008**

**Capacità portante a compressione - Pali trivellati  $\phi$  1200mm**



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

- $N_{Ed} = 4399.0$  KN.

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd}$$

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, dal momento che i pali distano tra loro 3 volte il loro diametro, è possibile fare riferimento ad un coefficiente di efficienza pari a 0.7. Si ha pertanto (il massimo carico verticale globale  $N_{Ed}$  è stato ottenuto dal modello di calcolo come "Base Reaction" in direzione verticale a cui è stato sottratto il peso dei pali):

$$Q_{B,Rd} = 0.7 \cdot 4826 \cdot 10 = 33782.0 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 26789.4 < Q_{B,Rd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

#### **7.1.6. Verifica a capacità portante per carichi orizzontali**

Dalla seguente Figura, ottenuta dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali. Il valore dell'azione assiale minima per lo stato limite ultimo (SLU/SLV) vale, in trazione, 661.5 KN a cui corrisponde il seguente momento resistente della sezione.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: PALO1500**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 25  
 Diametro barre: 3 [cm]  
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -660 270 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 870 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+ S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta Deviata

52 100

Calcola MRd Dominio M-N

0 Col. modello

L<sub>0</sub> cm  
 Precompresso

**Materiali**

B450C C25/30

67.5 2  
 391.3 3.5  
 ε<sub>su</sub>: 200 000 ‰ ε<sub>c2</sub>: 14.17 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 15 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 0.8  
 E<sub>s</sub>: 1.957 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 9.75  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 255 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.6  
 ε<sub>syd</sub> ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 1.829  
 σ<sub>s,adm</sub> N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>  
 τ<sub>c1</sub>

**N° barre**

0 Zoom

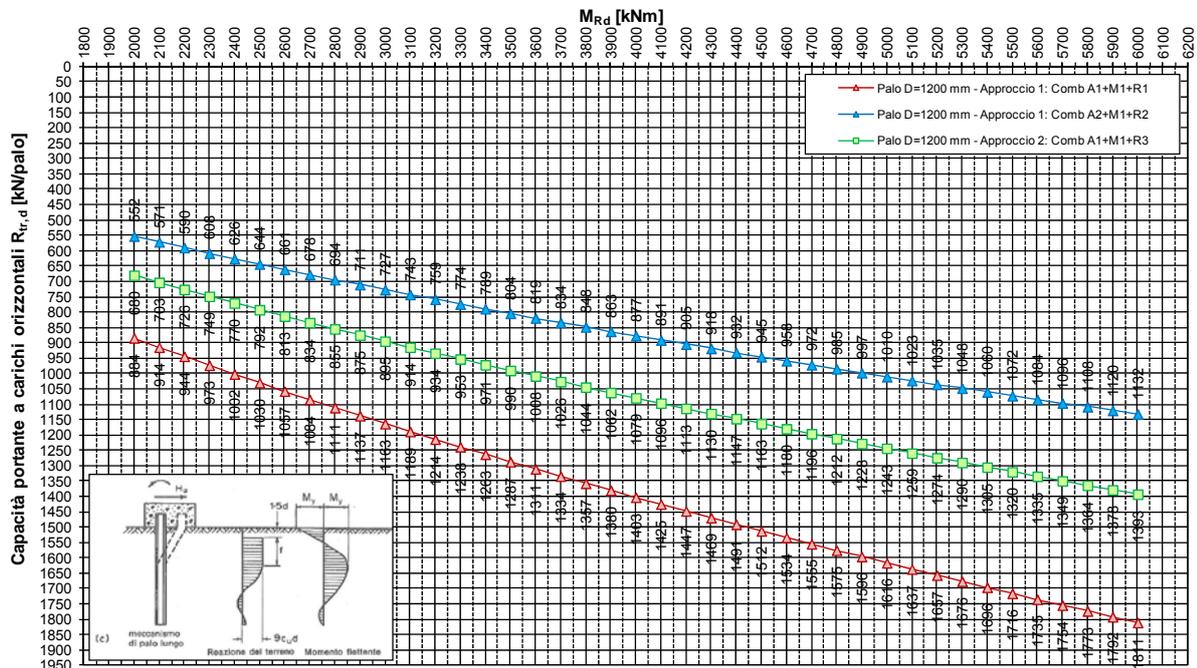
**M<sub>xRd</sub>** 2 743 kN m

σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 9.61 ‰  
 d: 110.6 cm  
 x: 29.53 x/d: 0.267  
 δ: 0.7737

Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{tR,d} = 834.0 \text{ KN} > V_{Ed} = 719.9. \text{ KN}$$

**Pali di fondazione - Opera APO05 - ZO6**  
**Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali -  $R_{r,d}$**   
**D = 1200 mm - condizione di incastro in testa**



Per quanto attiene alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali della palificata intesa come gruppo di pali, in riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica è possibile assumere un coefficiente di efficienza pari a 0.8. Si ha pertanto (per tale verifica, indagando il gruppo di pali, non si deve considerare un fattore moltiplicativo di 1.2, diversamente da quanto già fatto per la verifica del singolo palo.  $H_{Ed}$  è l'azione ottenuta per semplicità e cautelativamente moltiplicando per il numero di pali il massimo valore del taglio ottenuto tra tutti i pali e tra tutte le combinazioni di carico indagate e il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 10 \cdot 934 = 7472.0 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} = 719.9 / 1.2 \cdot 10 = 5999.2 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} < H_{Rd}.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 8. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI IDRAULICI

In base alle indicazioni idrauliche la lunghezza minima dei diaframmi spondali in relazione a possibili fenomeni di sifonamento è di 10÷12 m e dal punto di vista strutturale sono da considerare le due condizioni limite di scalzamento nel seguito descritte:

- **Diaframmi su argine Ovest**

- Condizione S1: Scalzamento con massima piena.

In questa condizione la quota idrica a valle dei diaframmi è quella della piena bisecolare pari a 29.40 m e la quota di scalzamento è di 16.25 m;

- Condizione S2: Scalzamento dopo la massima piena.

In questa condizione la quota idrica è quella del petto dell'argine pari a 19.9 m che coincide anche con la quota di scalzamento.

- **Diaframmi su argine Est**

- Condizione S1: Scalzamento con massima piena.

In questa condizione la quota idrica a valle dei diaframmi è quella della piena bisecolare pari a 29.4 m e la quota di scalzamento è di 19.4 m;

- Condizione S2: Scalzamento dopo la massima piena.

In questa condizione la quota idrica è quella del petto dell'argine pari a 21.8 m che coincide anche con la quota di scalzamento.

La verifica strutturale dei diaframmi idraulici viene sviluppata con riferimento a queste due condizioni considerate allo SLU (A1+M1 e A2+M2); è evidente infatti che si tratta di condizioni limite che se mai si dovessero verificare comporterebbero la necessità di intervenire rapidamente per ripristinare la geometria dell'alveo ante-scalzamento.

Per il terreno, trattandosi di situazioni transitorie, si assumono i parametri di breve termine e in particolare:

- **Diaframmi su argine Ovest**

- peso di volume:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;

- coesione non drenata:  $c_u = 77 \text{ kPa}$  [1].

- **Diaframmi su argine Est**

- peso di volume:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;

- coesione non drenata:  $c_u = 60 \text{ kPa}$ .

Il calcolo viene sviluppato con il programma Paratie Plus 2011 della Ce.A.S. assumendo per i diaframmi:

- **Diaframmi su argine Ovest**

- spessore:  $s = 100 \text{ cm}$ ;

- lunghezza:  $L = 20.0 \text{ m}$ .

- **Diaframmi su argine Est**

- spessore:  $s = 100 \text{ cm}$ ;

- lunghezza:  $L = 20.0 \text{ m}$ .

## 8.1. SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE PER I DIAFRAMMI SU ARGINE OVEST

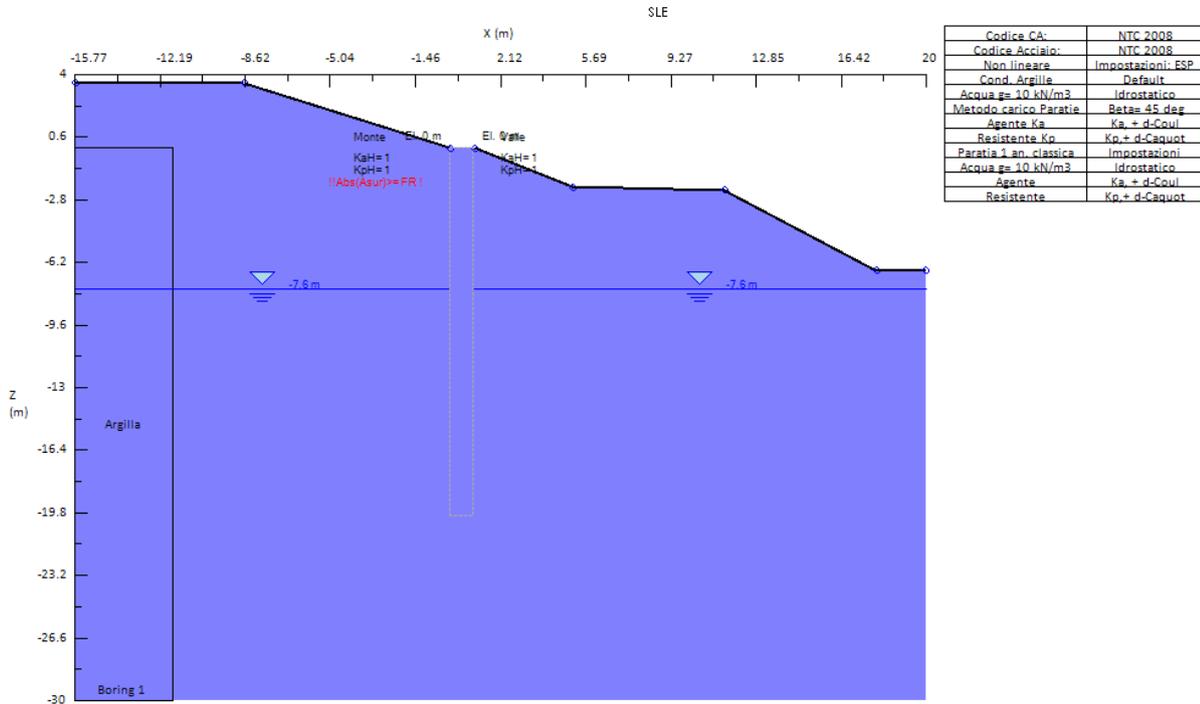
---

Di seguito sono riportati i grafici delle fasi di scavo principali e i diagrammi dei momenti flettenti e del taglio per le varie fasi.

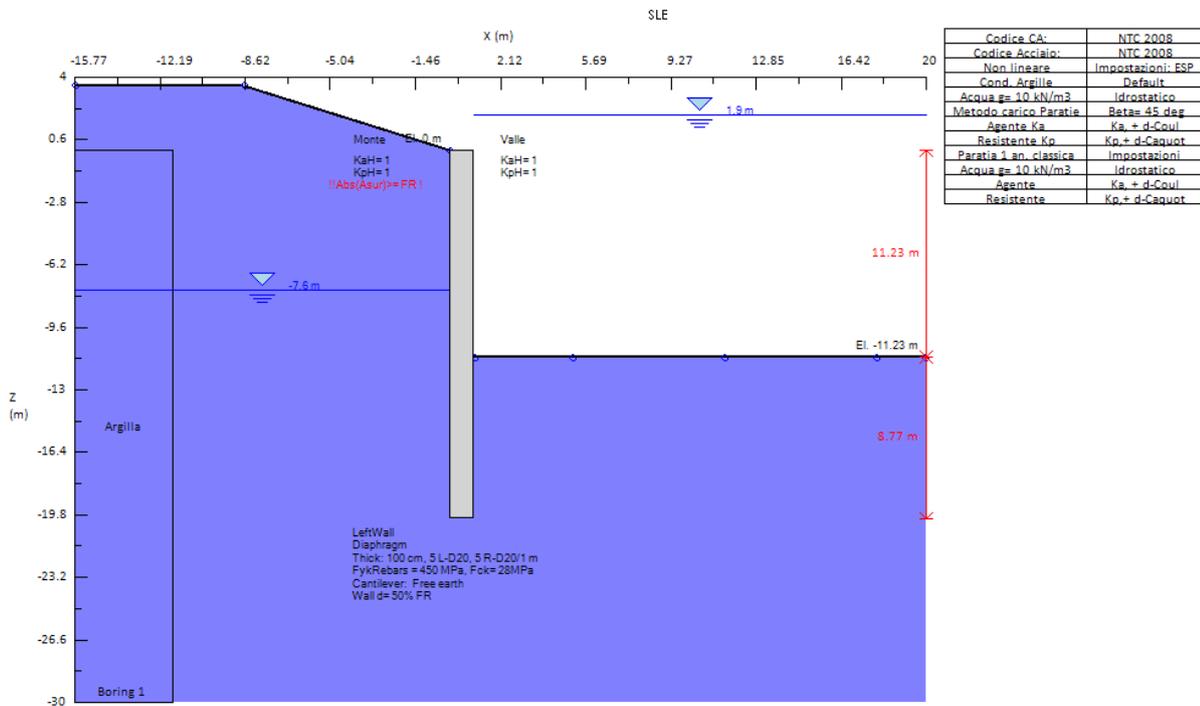
---

<sup>1</sup> Un tratto significativo di diaframma si sviluppa all'interno dell'argine con coesione elevata per cui si assume una coesione media fra quella del terreno (60 kPa) e quella dell'argine.

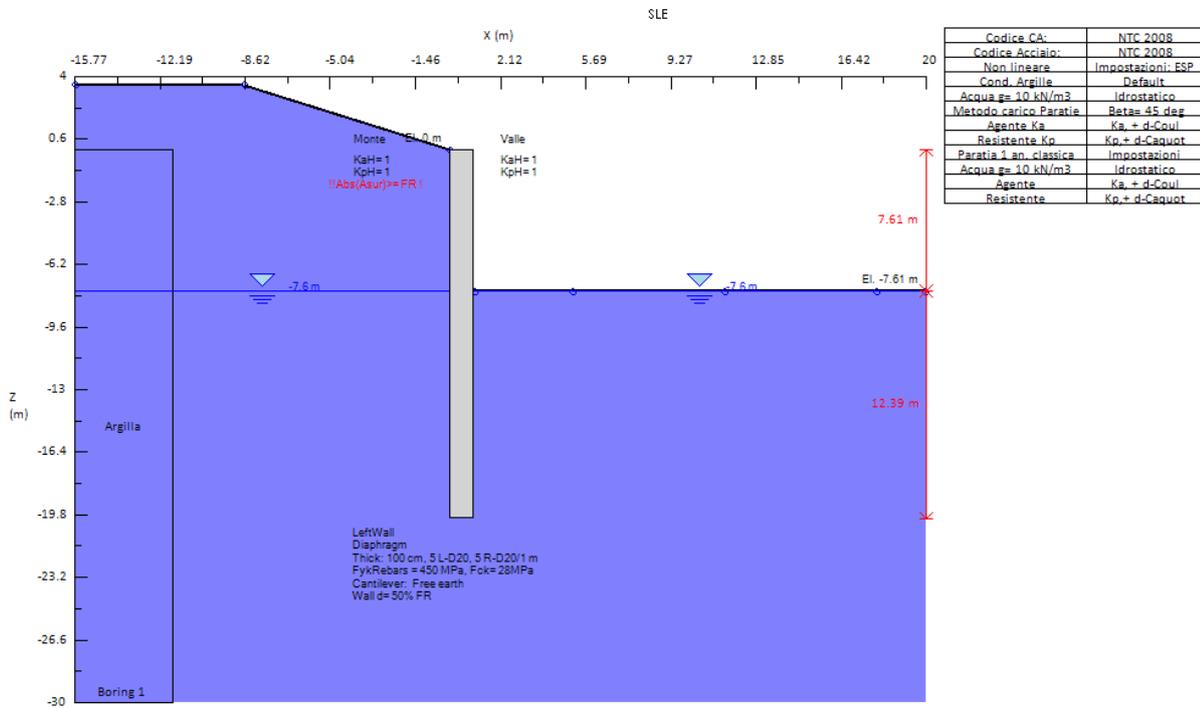
### Fase 0

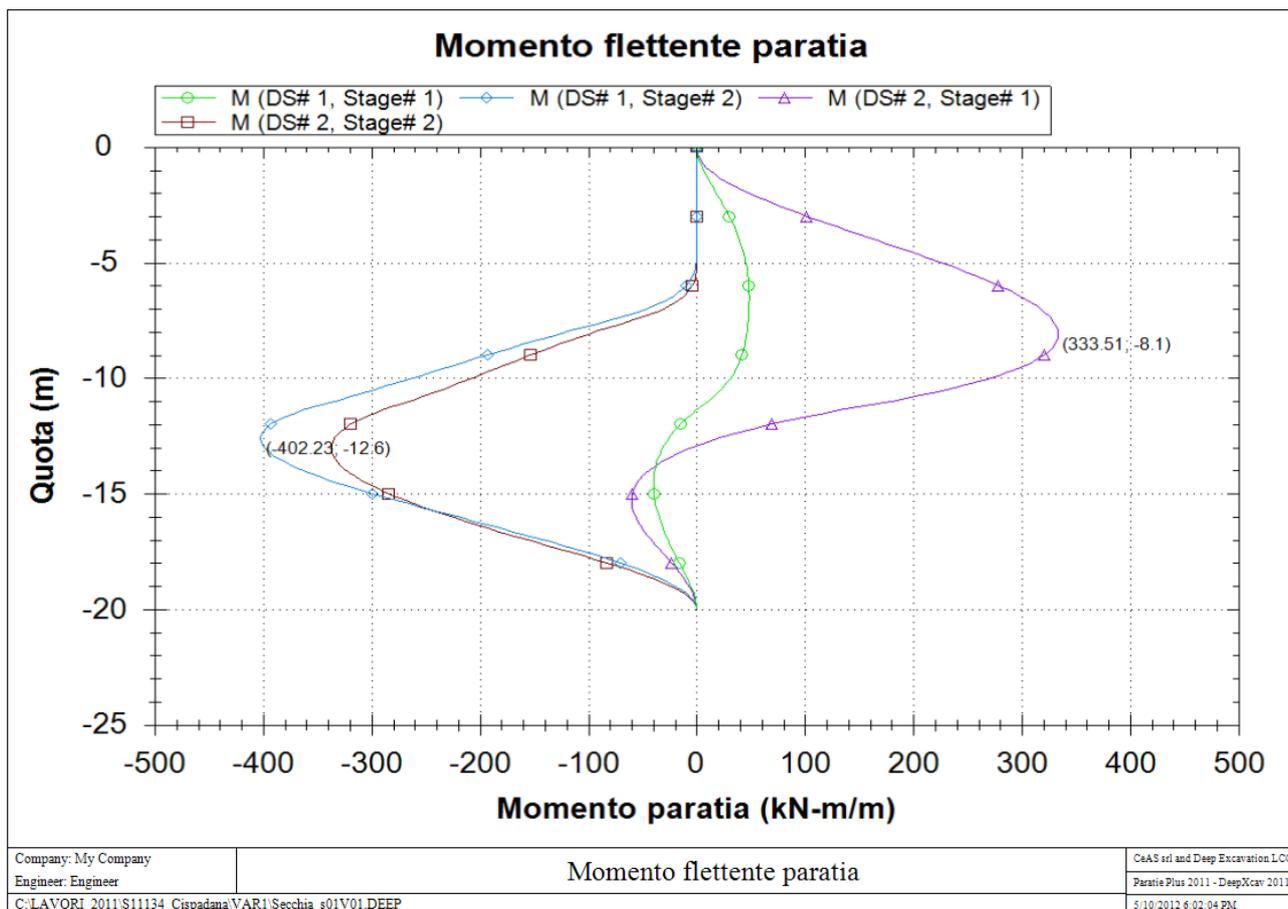


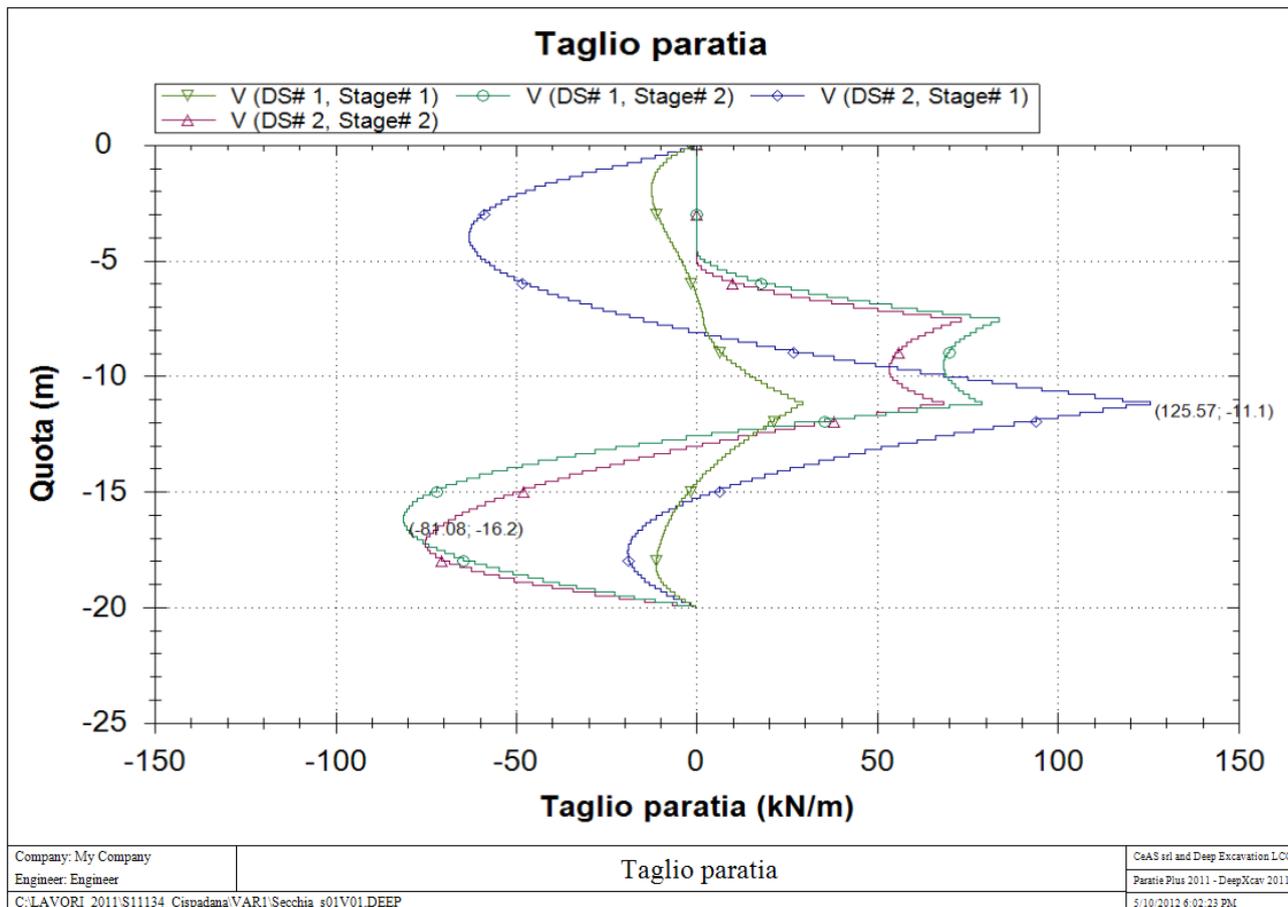
### Condizione S1



## Condizione S2







### 8.1.1. Verifiche di resistenza dei diaframmi

Nel seguito si riporta la verifica dei resistenza a momento flettente e taglio da cui risulta che:

$$M_{rd} \geq M_{s,d};$$

$$V_{rd} \geq V_{s,d}.$$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	10.1
2	15.7	89.9

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C  C28/35  
 E<sub>su</sub>  ‰ E<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² E<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 E<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

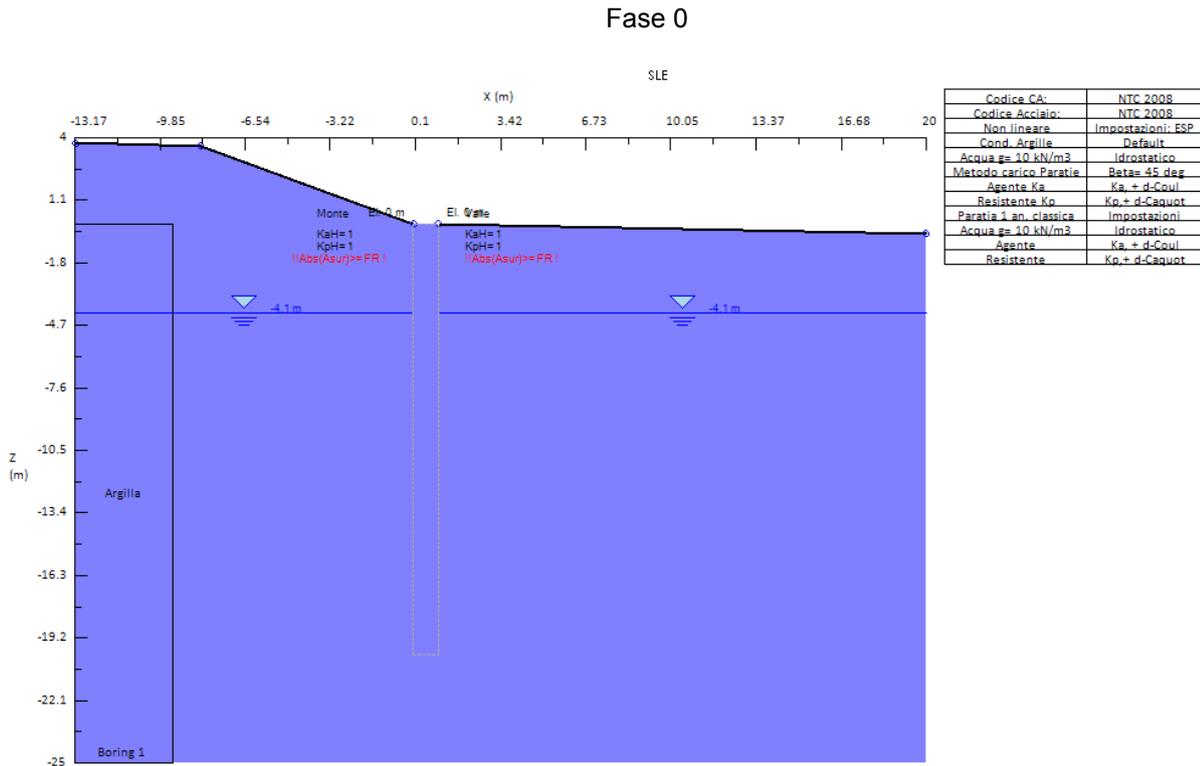
**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.   
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso

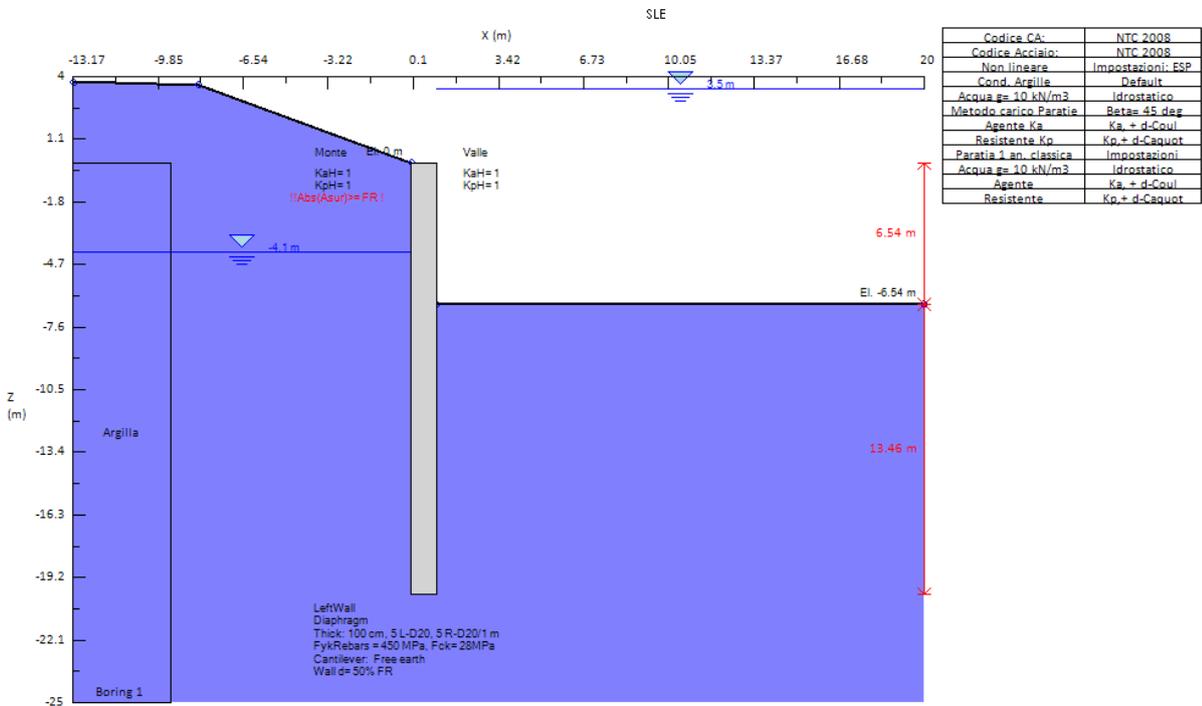
Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
<b>Dati</b>			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1000	mm	altezza
d	899	mm	altezza utile
f <sub>ck</sub>	28	N/mmq	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub>	391.3	N/mmq	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub>	15.87	N/mmq	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' <sub>cd</sub>	7.93	N/mmq	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1570	mmq	armatura longitudinale
k	1.47		fattore di ingranamento
v <sub>min</sub>	0.33	N/mmq	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0.0017		rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mmq	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V <sub>rd</sub>	297.25	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

## 8.2. SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE PER I DIAFRAMMI SU ARGINE EST

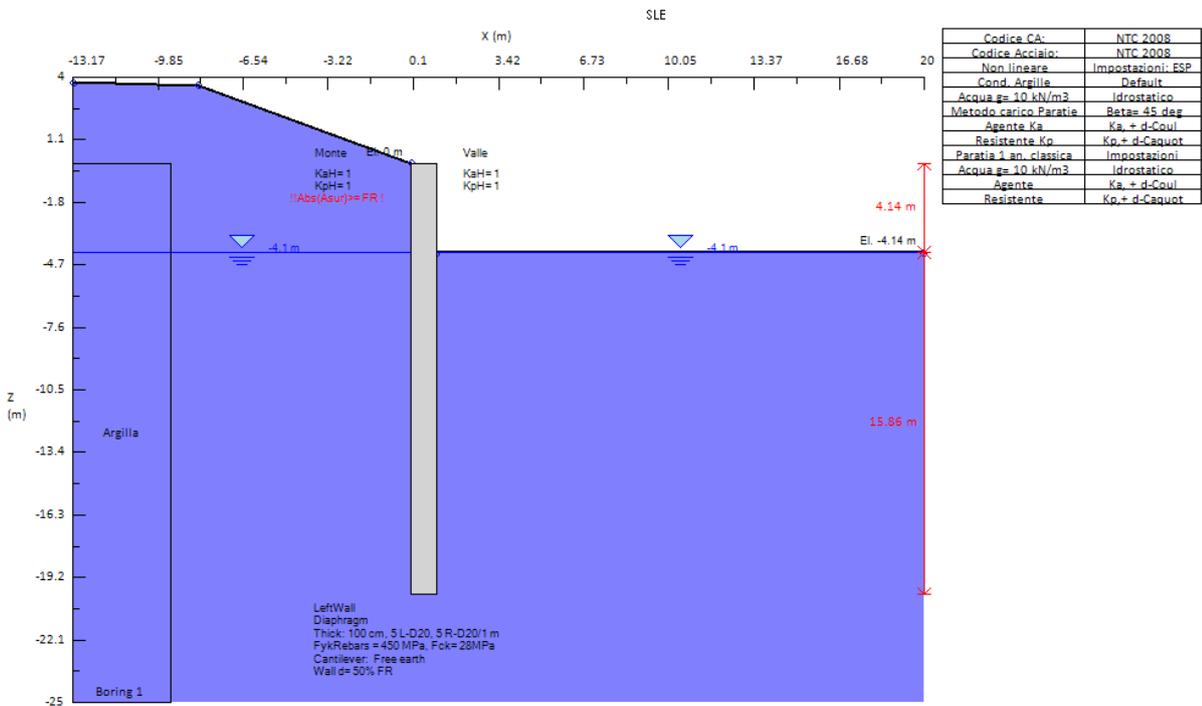
Di seguito sono riportati i grafici delle fasi di scavo principali e i diagrammi dei momenti flettenti e del taglio per le varie fasi.

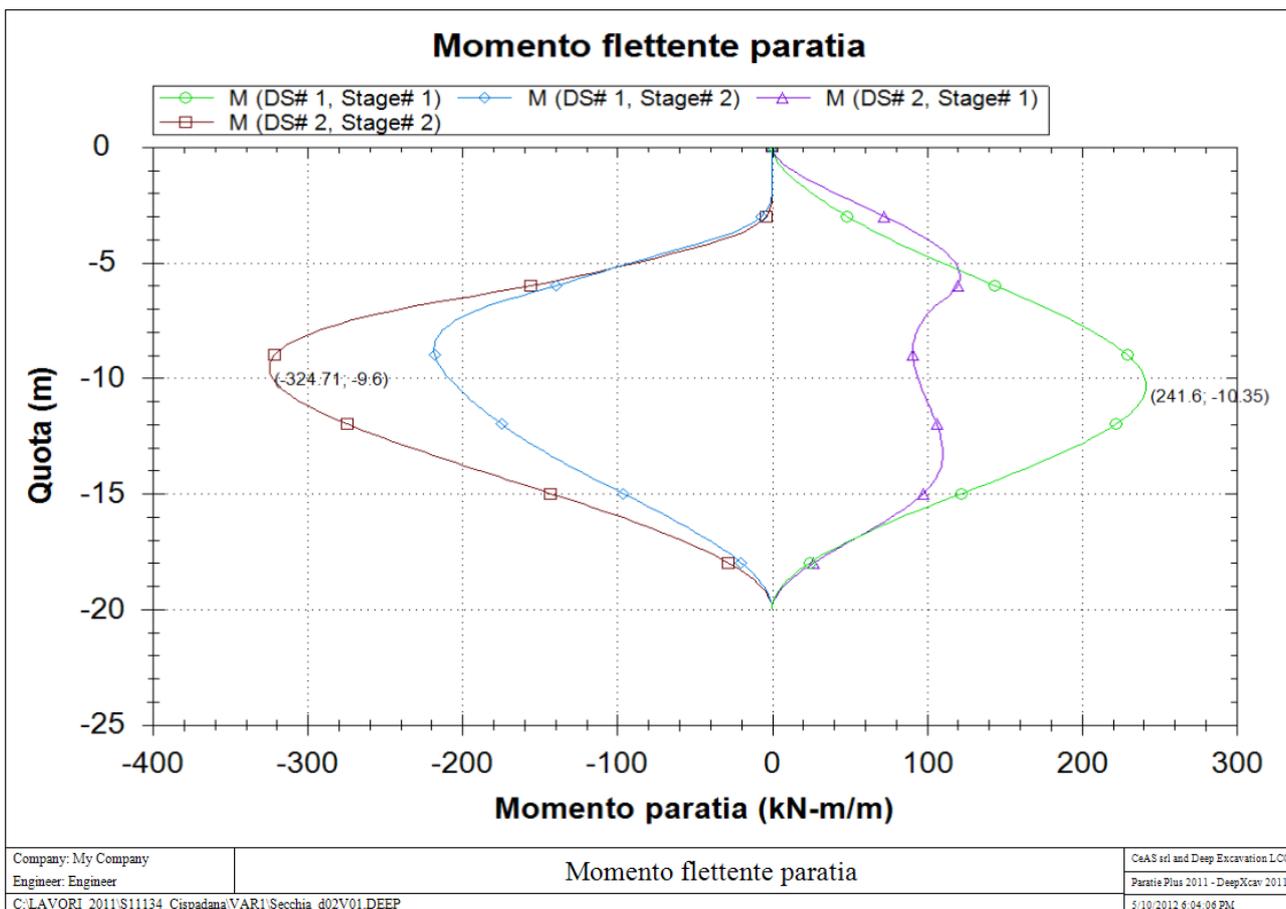


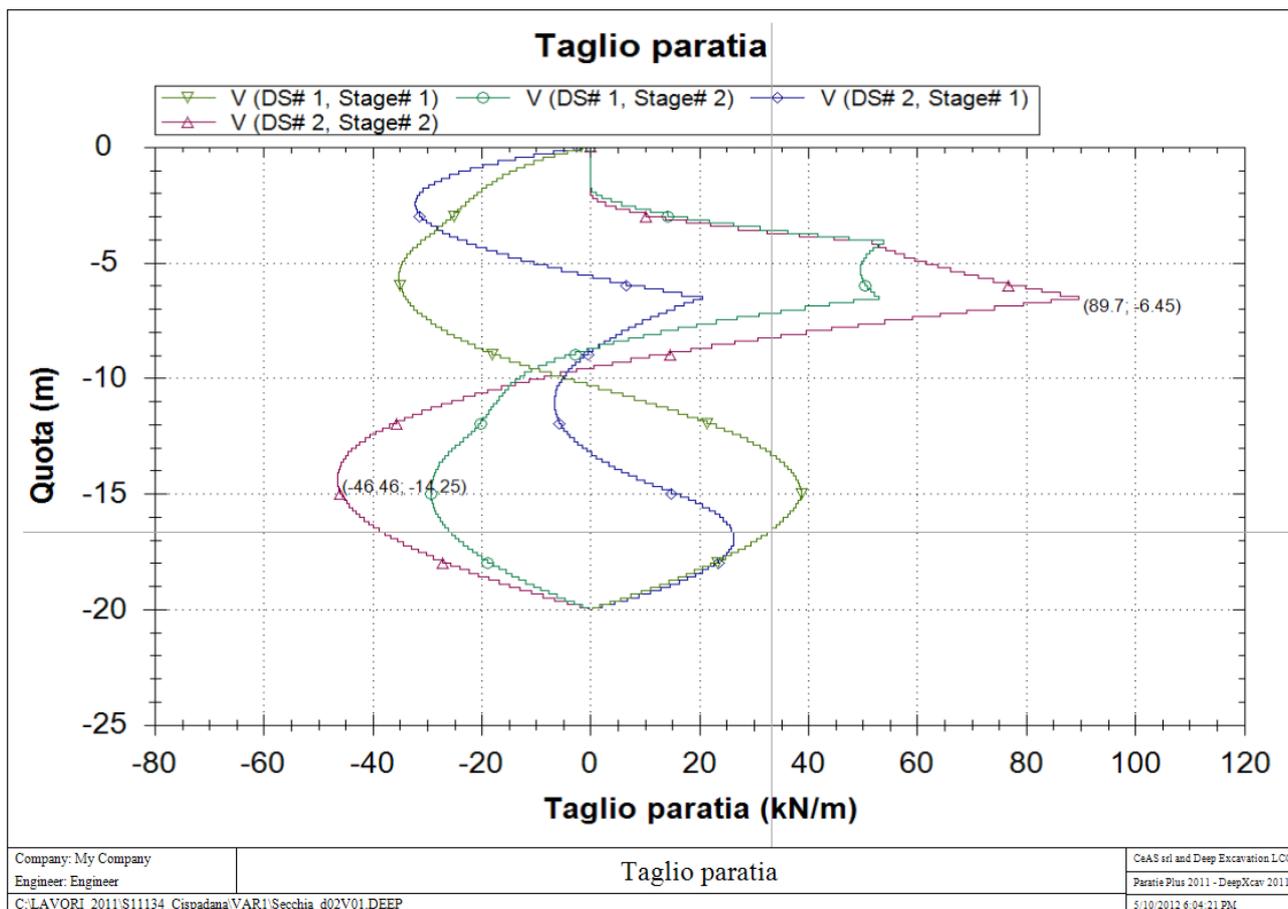
### Condizione S1



### Condizione S2







### 8.2.1. Verifiche di resistenza dei diaframmi

Nel seguito si riporta la verifica dei resistenza a momento flettente e taglio da cui risulta che:

$$M_{rd} \geq M_{s,d};$$

$$V_{rd} \geq V_{s,d}.$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Secchia\_d02

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	10.1
2	15.7	89.9

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  w/d  δ

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  Precompresso

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
<b>Dati</b>			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1000	mm	altezza
d	899	mm	altezza utile
f <sub>ck</sub>	28	N/mm²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm²	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub>	15.87	N/mm²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	7.93	N/mm²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1570	mm²	armatura longitudinale
k	1.47		fattore di ingranamento
v <sub>min</sub>	0.33	N/mm²	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0.0017		rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mm²	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>c</sub>	1.00		coefficiente maggiorativo
<b>Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima</b>			
V <sub>rd</sub>	297.25	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura