



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

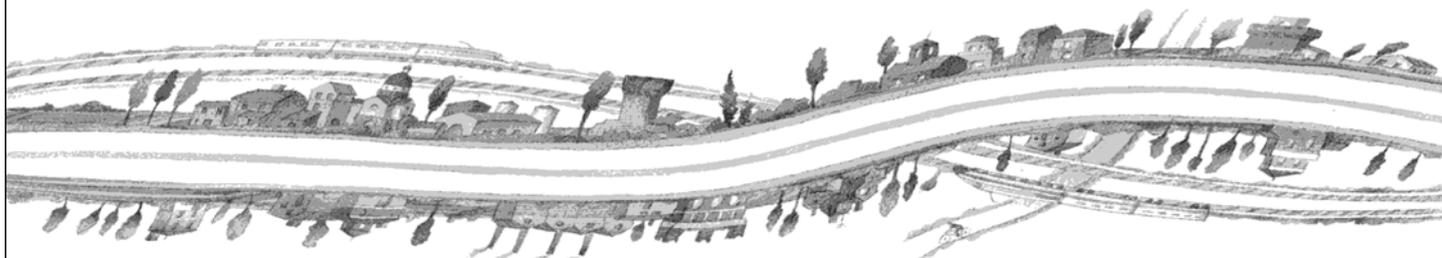
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - CAVALCAVIA SVINCOLO E INTERCONNESSIONE

ICV02 - INTERCONNESSIONE CON A13 - CAVALCAVIA RAMPA SUD-OVEST

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzalana
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: -
2919	PD	0	102	ICV02	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2.	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.	INCIDENZE	7
5.	DATI DI BASE	8
5.1.	DATI GENERALI	8
5.2.	APERTURA LIMITE FESSURE	8
5.3.	DATI SISMICI	10
5.4.	PARAMETRI GEOTECNICI	10
6.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO E PILE	11
6.1.	MODELLI DI CALCOLO	11
6.2.	ANALISI DEI CARICHI	17
6.2.1.	Peso proprio degli elementi strutturali (PP)	17
6.2.2.	Carichi permanenti portati (SP, SL, CR).....	18
6.2.3.	Distorsioni - ritiro (RT)	18
6.2.4.	Distorsioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2).....	19
6.2.5.	Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI)	20
6.2.6.	Azioni parassite dei vincoli (AP)	21
6.2.7.	Carichi mobili (ML).....	21
6.2.8.	Azione di frenatura (FR)	25
6.2.9.	Azione del vento (VN).....	26
6.2.10.	Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z).....	26
6.3.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	29
6.4.	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	31
6.4.1.	Diagrammi delle sollecitazioni	33
6.4.2.	Analisi modale dell'opera.....	40
6.5.	CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	44
6.5.1.	Dimensionamento soletta d'impalcato	44
6.5.2.	Dimensionamento travi metalliche.....	44
6.5.2.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	44
6.5.2.2	Verifiche di deformabilità – SLE	47
6.5.3.	Dimensionamento controventamenti trasversali.....	48
6.5.4.	Dimensionamento delle pile	49
6.5.4.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	49
6.5.4.2	Verifica a fessurazione – SLE	53
6.5.5.	Plinto di fondazione delle pile	55

6.5.6.	Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile	55
6.5.6.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	55
6.5.6.2	Verifica a fessurazione – SLE	58
6.5.6.3	Verifica a capacità portante per carichi verticali	60
6.5.6.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	63
6.5.7.	Dimensionamento del sistema di isolamento sismico	66
6.5.8.	Dimensionamento dei giunti di dilatazione	69
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE	71
7.1.1.	Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV	78
7.1.2.	Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE	80
7.1.3.	Verifiche di Resistenza pali – SLU/SLV	84
7.1.4.	Verifica a fessurazione pali – SLE	86
7.1.5.	Verifica a capacità portante per carichi verticali	89
7.1.6.	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	92

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è un viadotto costituito da 4 campate di luci di calcolo variabili da un minimo di circa 30.0 m ad un massimo di circa 50.0 m (campata di scavalco della Autostrada A13), per una lunghezza totale di circa 145.0 m (misurata da asse appoggi delle spalle).

L'opera è costituita da una carreggiata semplice, di larghezza costante pari a 13.00 m, ospitante due corsie di marcia.

La carreggiata ha pendenza trasversale verso Sx (spalle all'origine del tracciato) costante pari al 6.88%.

Sui cordoli di estremità di larghezza 2.00 m si prevede l'installazione di una barriera bordo ponte tipo H4.

A bordo impalcato è prevista l'installazione di parapetti semplici ad eccezione delle due campate tra le pile P1-P2-P3 su cui è installato un parapetto integrato con rete di altezza 3.0 m a protezione della sottostante Autostrada Bologna-Padova A13.

A bordo impalcato è installato inoltre un impianto di illuminazione della sede stradale. Al di sotto dei cordoli di estremità sono predisposte polifere e cavidotti impiantistici.

La soluzione tecnica prevista è quella di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo. L'impalcato è costituito da due travi metalliche con sezione a doppio T ad altezza minima pari a 2.30 m 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 dai cordoli in c.a. di posizionamento dei guard-rail e da tutti gli elementi di arredo del ponte (strutture leggere reggi-impanti, impanti, elementi di scolo e di raccolta delle acque meteoriche, ecc...). Ad interasse variabile pari a 2.625 m, 3.00 m e 3.50 m sono previsti dei controventamenti trasversali realizzati con profilati ad L per i correnti superiori e per i diagonali di parete; sono previste inoltre le crociere di controventamento superiore ed inferiore realizzate con profilati ad L: le prime forniscono rigidità all'impalcato durante le fasi di getto della soletta, mentre le seconde forniscono un importante contributo per il comportamento scatolare-equivalente della sezione trasversale di impalcato. In corrispondenza di spalle e pile i controventamenti trasversali sono previsti in lamiera piena opportunamente irrigidita.

I due sbalzi laterali misurano 3.50 m per ogni impalcato. La struttura metallica di impalcato verrà assemblata in opera mediante montaggio progressivo dei conci dalle spalle sino alla campata sulla A13 (si veda specifica tavola progettuale).

Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori sismici elastomerici (HDRB), inquadrabili secondo la tipologia descritta al punto 11.9.7 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 provvisionali (palancolati) a presidio degli scavi si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

PD_0_000_00000_0_GT_FC_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.

PD_0_000_00000_0_GT_FC_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.

PD_0_000_00000_0_GT_RC_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI 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".

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

ACCIAIO DA CARPENTERIA "CORTEN" S355J0W (ex 510C) e S355K2G1W (ex 510D)		
Spessore elemento	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)
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	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
	Interconnessione con A13 - Viadotto rampa Nord-Est											
ICV02	Viadotto alla progr. 0+583	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	100	105	90		200	80				
ICV02	Viadotto alla progr. 0+583	PILA su Pali	150	110	130		200					
ICV02	Viadotto alla progr. 0+583	IMPALCATO ACCIAIO							290	290		285

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

Si rimanda alle informazioni fornite al punto 1.

5.2. APERTURA LIMITE FESSURE

Secondo quanto riportato al punto 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 σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ 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 σ_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: 11.5526°;
- Latitudine: 44.794°
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV → $C_u = 2.0$;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: D;
- 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:

γ : 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:

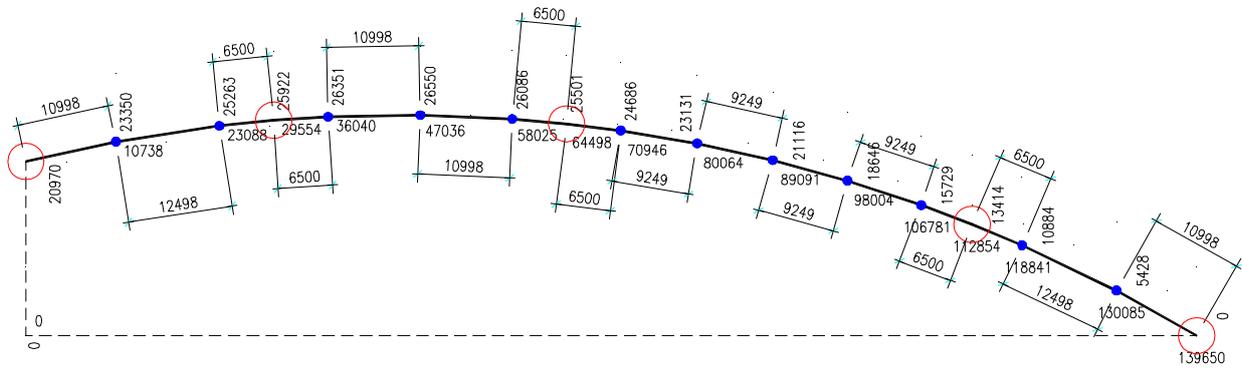
- Modello di calcolo "Fase 1". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase di getto della soletta di impalcato e pertanto schematizza come impalcato la sola parte metallica soggetta al peso proprio ed al carico del peso della soletta fluida;
- Modello 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 la parte metallica con soletta in c.a. collaborante soggetta 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 i modelli valgono i seguenti dettagli:

- L'impalcato è schematizzato con una serie di elementi "frames" che ne rappresentano la sezione totale di impalcato e la suddivisione in conci. In sostanza si è schematizzato l'insieme delle due travi, della reticolare inferiore e della soletta come una sezione a cassone equivalente per la quale si è determinato lo spessore della piattabanda inferiore secondo criteri di equivalenza statica noti in letteratura tecnica (si veda, ad esempio, "Torsion in structures: an engineering approach" di C.F. Kollbrunner e K. Basler). Lo spessore della piattabanda inferiore equivalente alla struttura reticolare (valore che ha poi un'importanza e una variabilità modesta nello studio globale dell'impalcato) si è fissato per tutte le sezioni pari a 2.0 mm;
- 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 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 rettangolare con estremità a smusso circolare. La larghezza delle pile è fissata in 1.50 m. La lunghezza delle pile varia leggermente da 9.60m fino a 9.92. Nelle analisi gli smussi di estremità sono stati trascurati così come la modesta variabilità di lunghezza, modellando una sezione rettangolare unica di dimensioni 9.60 m x 1.50 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);
- 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.

La figura che segue illustra lo sviluppo planimetrico dell'impalcato con indicazione della suddivisione costruttiva in conci prevista per l'impalcato stesso. Nella figura sono indicate le quote planimetriche (mm) di tutti i punti utilizzati per la modellazione geometrica dell'impalcato stesso, a partire dal punto di riferimento 0,0.



PLANIMETRIA

Per quanto attiene alle sezioni trasversali dell'impalcato implementate, valgono le proprietà geometrico-inerziali riportate nelle Figure seguenti.

CONCIO NUM.	L (m)	TIPOLOGIA SEZ.	L PROGRESSIVA (m)
1	11.0	cc	11.0
2	12.5	cc	23.5
3	13.0	cp	36.5
4	11.0	cc	47.5
5	11.0	cc	58.5
6	13.0	cp	71.5
7	9.25	cc	80.8
8	9.25	cc	90.0
9	9.25	cc	99.3
10	9.25	cc	108.5
11	13.00	cp	121.5
12	12.5	cc	134.0
13	11.0	cc	145.0

cc = CONCIO CAMPATA

cp = CONCIO PILA

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h	2.300	m
Larghezza ali superiori b_{sup}	1.500	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}	3.000	m
Spessore ali superiori $t_{f,sup}$	0.070	m
Spessore ala inferiore $t_{f,inf}$	0.070	m
Spessore anime t_w	0.024	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571	rad
Area sezione trasversale A	0.52368	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.150	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.5626	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.4892494	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.52096	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.52096	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.489249	m ³
Peso al m	41.11	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.1037	m ²

Concio in pila – solo parte metallica

Armatura superiore in soletta		
Diametro	16	mm
Numero	65	-
Area	0.0131	m ²
Distanza da estradosso soletta	0.1	m
Armatura inferiore in soletta		
Diametro	16	mm
Numero	65	-
Area	0.0131	m ²
Distanza da intradosso soletta	0.1	m

Area	0.5498	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.213	m
J baricentrico	0.6065	m ⁴
Area resistente a taglio	0.1037	m ²
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.5000	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.5306	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.5963	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.5579	m ³
Modulo di flessione - armatura inf.	-0.5109	m ³
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.4536	m ³

Concio in pila – parte metallica + armatura soletta

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h	2.300	m
Larghezza ali superiori b _{sup}	1.000	m
Larghezza ala inferiore b _{inf}	2.000	m
Spessore ali superiori t _{f, sup}	0.050	m
Spessore ala inferiore t _{f, inf}	0.050	m
Spessore anime t _w	0.020	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571	rad
Area sezione trasversale A	0.288	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.150	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.2887	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.2510087	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.2624182	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.262418	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.251009	m ³
Peso al m	22.61	kN/m
Area a taglio lungo y A _{v, y}	0.0880	m ²

Concio campata – solo parte metallica

Caratteristiche soletta		
Spessore s	0.35	m
Larghezza collaborante b	13.00	m
Area sezione trasversale A	4.55	m ²
Altezza baricentro da intradosso	2.475	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0464479	m ⁴
Armatatura superiore in soletta		
Diametro	12	mm
Numero	65	-
Area	0.0074	m ²
Distanza da estradosso soletta	0.1	m
Armatatura inferiore in soletta		
Diametro	12	mm
Numero	65	-
Area	0.0074	m ²
Distanza da intradosso soletta	0.1	m

Caratteristiche sezione omogeneizzata ad Acciaio		
Area trasversale A _{id}	0.6380	m ²
Altezza baricentro da intradosso y _{id}	1.8769	m
Momento di inerzia baricentrico J _{id}	0.5696	m ⁴
Area resistente a taglio direzione y A _{v,y}	0.0880	m ²
Area linea media per torsione	14.61	m ²
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.3035	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.3118	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-1.5266	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-1.3462	m ³
Modulo di flessione - armatura inf.	-1.0889	m ³
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.8462	m ³
Modulo di flessione - fibra 5	-0.7368	m ³

Concio campata – parte metallica + 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 14.61 m².

La figura che segue illustra il modello solido del ponte implementato per la fase 2.

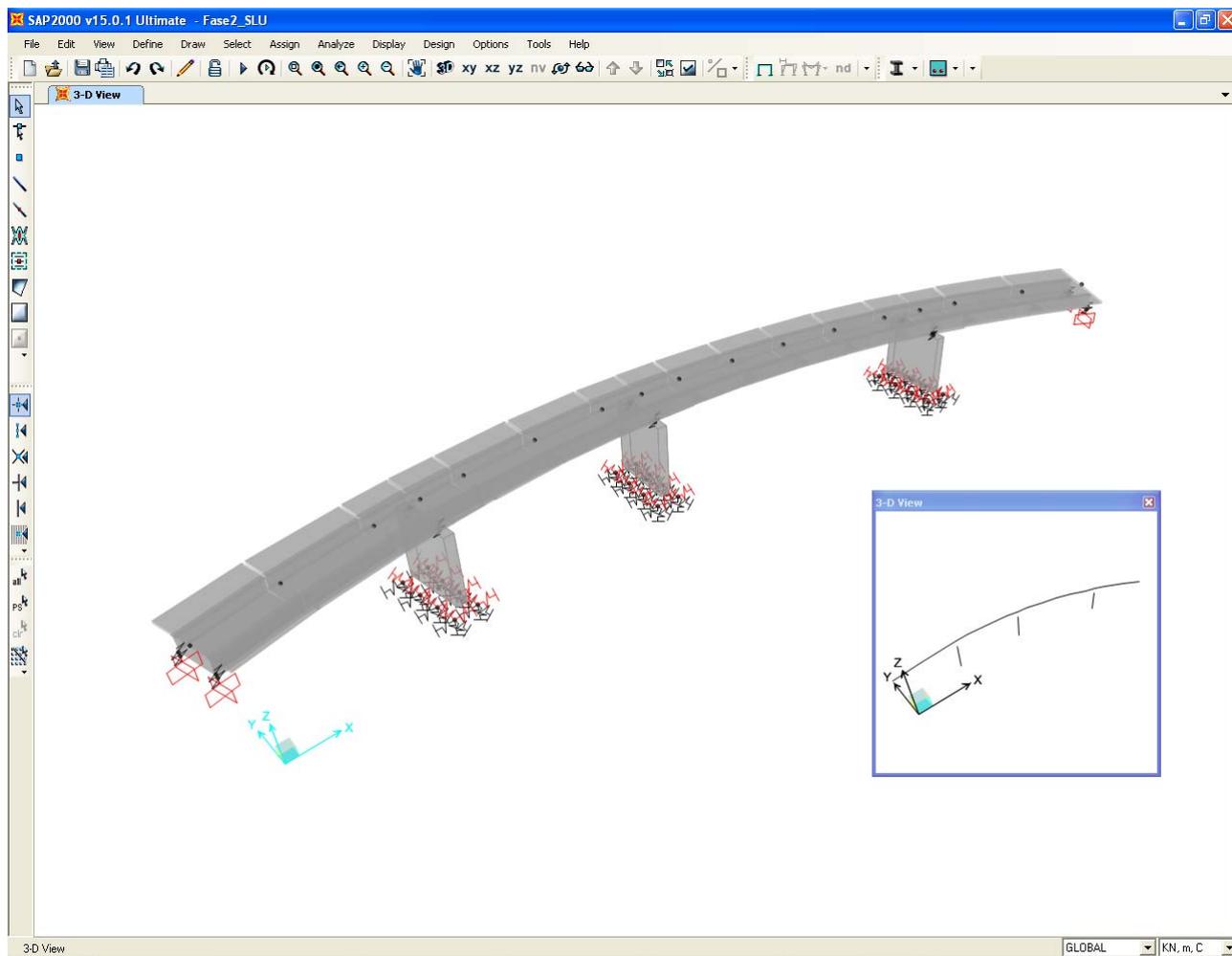


FIGURA 6-1: IMMAGINE DEL MODELLO DI CALCOLO “FASE 2”

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 10 KN agli elementi “link” schematizzanti gli isolatori sismici e carichi concentrati pari a 5900 KN ai nodi baricentrici dei plinti di fondazione in modo da simulare il loro peso proprio e la loro massa.

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 11.50kN/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 140.14 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 11.5 KN/m.

Nel modello "SLU" e "SLV" è stato assegnato il peso proprio della pavimentazione stradale (39 kN/m), dei 2 guard-rail e dei 2 parapetti (4.5 kN/m), delle velette laterali e delle strutture leggere impiantistiche (1.5 kN/m), per un totale pari a 45 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%;
- $f_{ck} = 32.0$ 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)

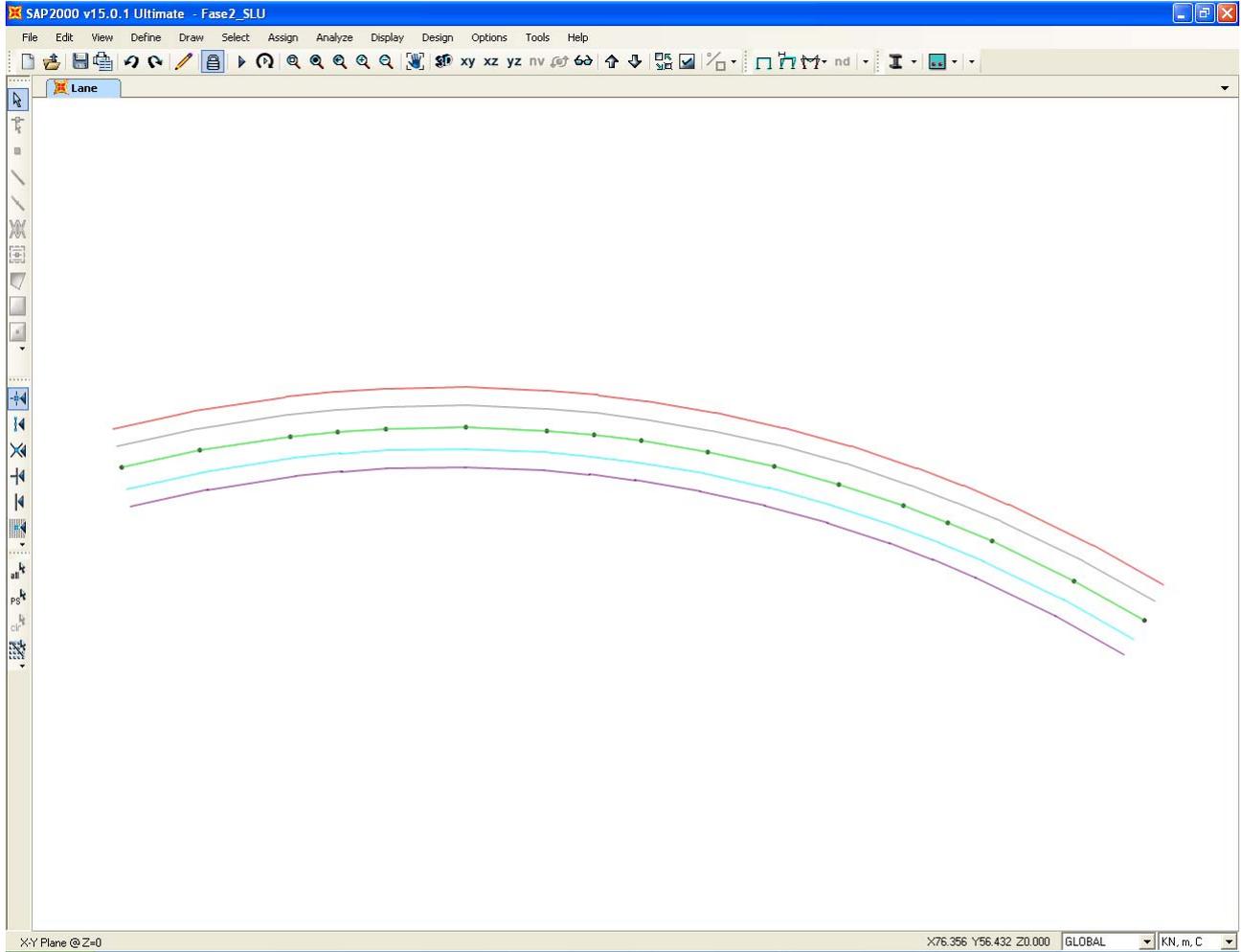
Ai fini della determinazione degli effetti delle distorsioni, è ragionevole ipotizzare un cedimento verticale pari a 30 mm per quanto attiene alle spalle e pari a 10 mm per quanto attiene alle pile. Poiché l'incidenza percentuale delle sollecitazioni derivanti dalla loro applicazione, in riferimento alle massime sollecitazioni agenti in condizione statica (SLU), risulta all'incirca pari all'1% - 3%, i cedimenti in oggetto possono essere trascurati.

6.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP)

Le forze trasmesse alle sottostrutture vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi: 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 previsti per i ponti stradali indicati la punto 5.1.3.3.3 delle NTC08. Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 2 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 sulle restanti porzioni di impalcato compresi i marciapiedi (2.00 m + 2.00 m alle estremità di impalcato). Sulla base delle corsie così definite è stata 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. Le figure che seguono illustrano la disposizione delle corsie di carico e la definizione dei carichi mobili.



Vehicle Data

Vehicle name: Corsia 1 Units: KN, m, C

Load Elevation:

Loads

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.	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Data

Vehicle name: Corsia 2 Units: KN, m, C

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	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Data

Vehicle name: Corsia 3 Units: KN, m, C

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

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Trailing Load	Infinite		5.	
Trailing Load	Infinite		5.	

Vehicle Remains Fully In Path

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Trailing Load	Infinite		5.	
Trailing Load	Infinite		5.	

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 $F_{FR} = 752$ kN:

$$F_{FR} = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 145 = 752 \text{ KN}$$

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 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: $v_{b,0}=25\text{m/s}$
- $a_s < 750\text{m}$
- 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 1.50kN/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).

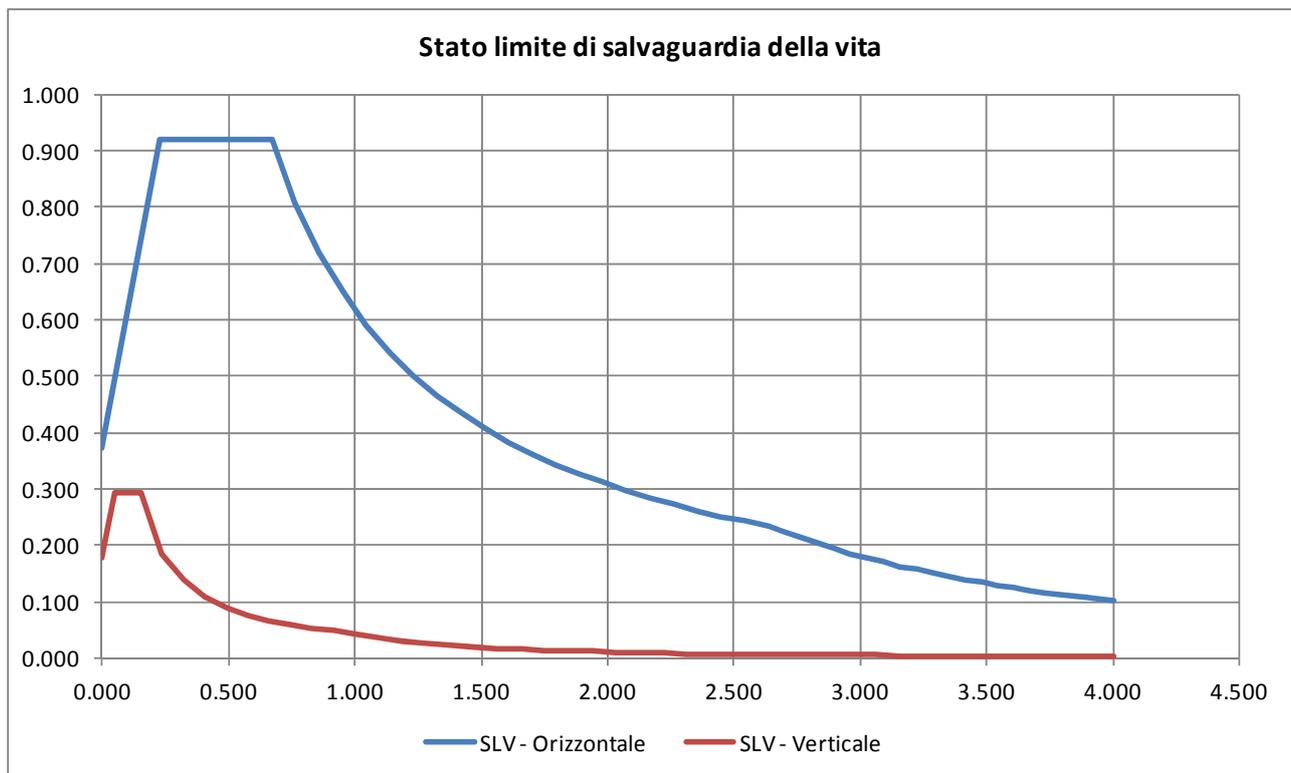
6.2.10. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z)

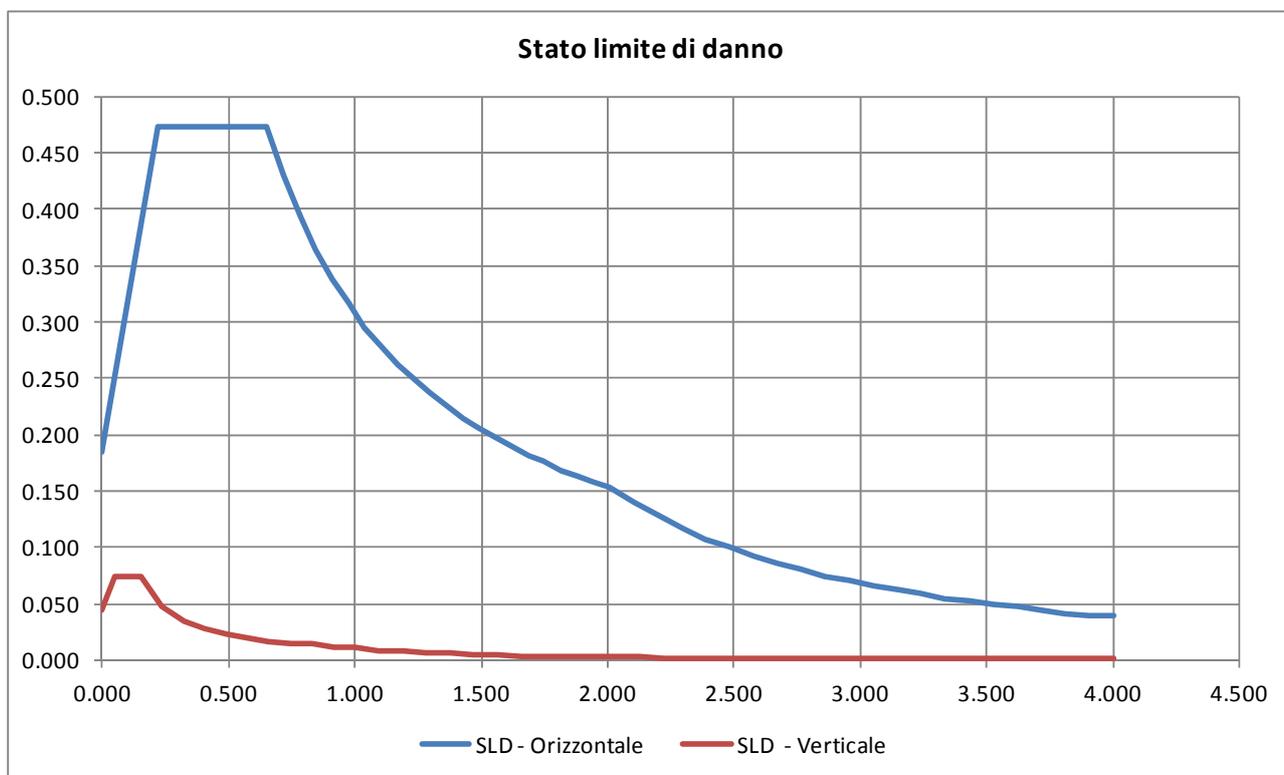
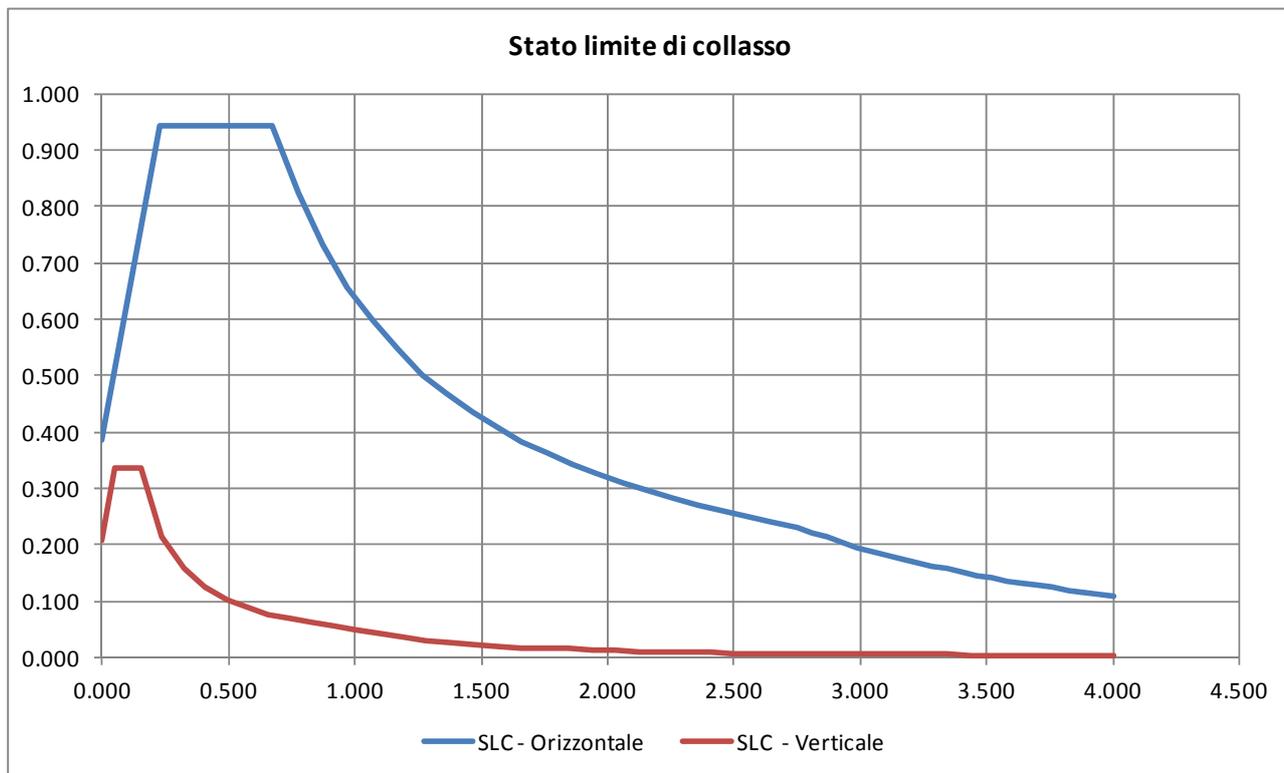
L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori elastomerici. Tale sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente secondo le indicazioni del punto 7.10.5.2 delle NTC08; pertanto si è adottata l'analisi lineare dinamica (analisi con spettro di risposta) come metodologia di analisi sismica.

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

- Longitudine: 11.5526° ;
- Latitudine: 44.794°
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV $\rightarrow C_u = 2.0$;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;

- Categoria di sottosuolo: D;
- 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.





6.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le combinazioni di carico da implementare per le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche allo SLE in condizioni statiche e sismiche 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 SLD-SLV-SLC

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

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 ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_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, ad esempio, la combinazione $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$ fornisce i medesimi risultati numerici della combinazione $-Ex - 0.3Ey - 0.3Ez$ che diviene, pertanto, inutile).

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.

$k_e = 2830 \text{ kN/m}$ – Rigidezza orizzontale equivalente

$k_v = 2626000 \text{ kN/m}$ – Rigidezza verticale

$\xi_e = 10\%$ - Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente

$\Delta_{rd} = 350 \text{ mm}$ – Spostamento tollerato in fase sismica

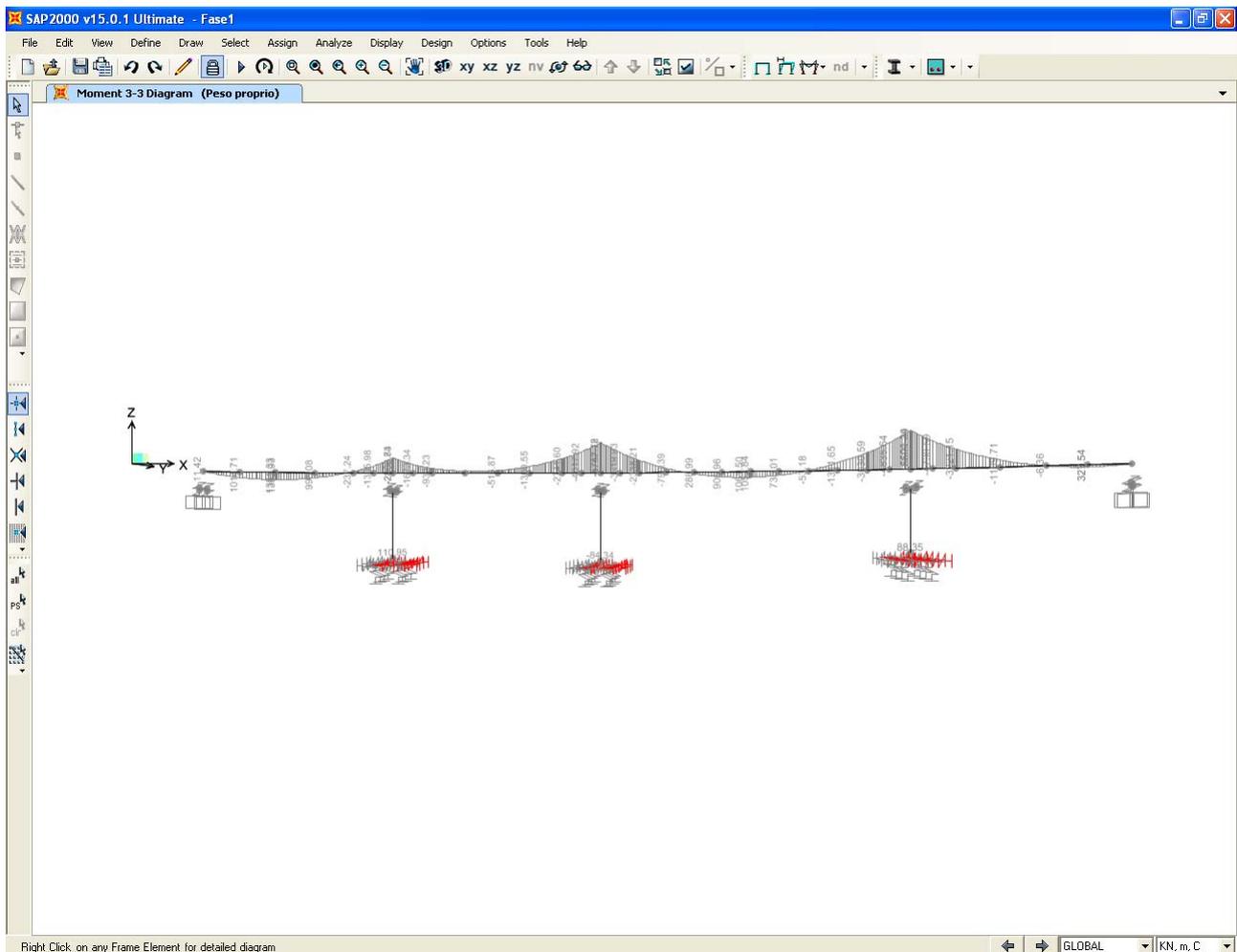
$V = 8310 \text{ kN}$ – Massimo carico verticale sopportato dall’isolatore in corrispondenza di Δ_{rd} (cond. sismica)

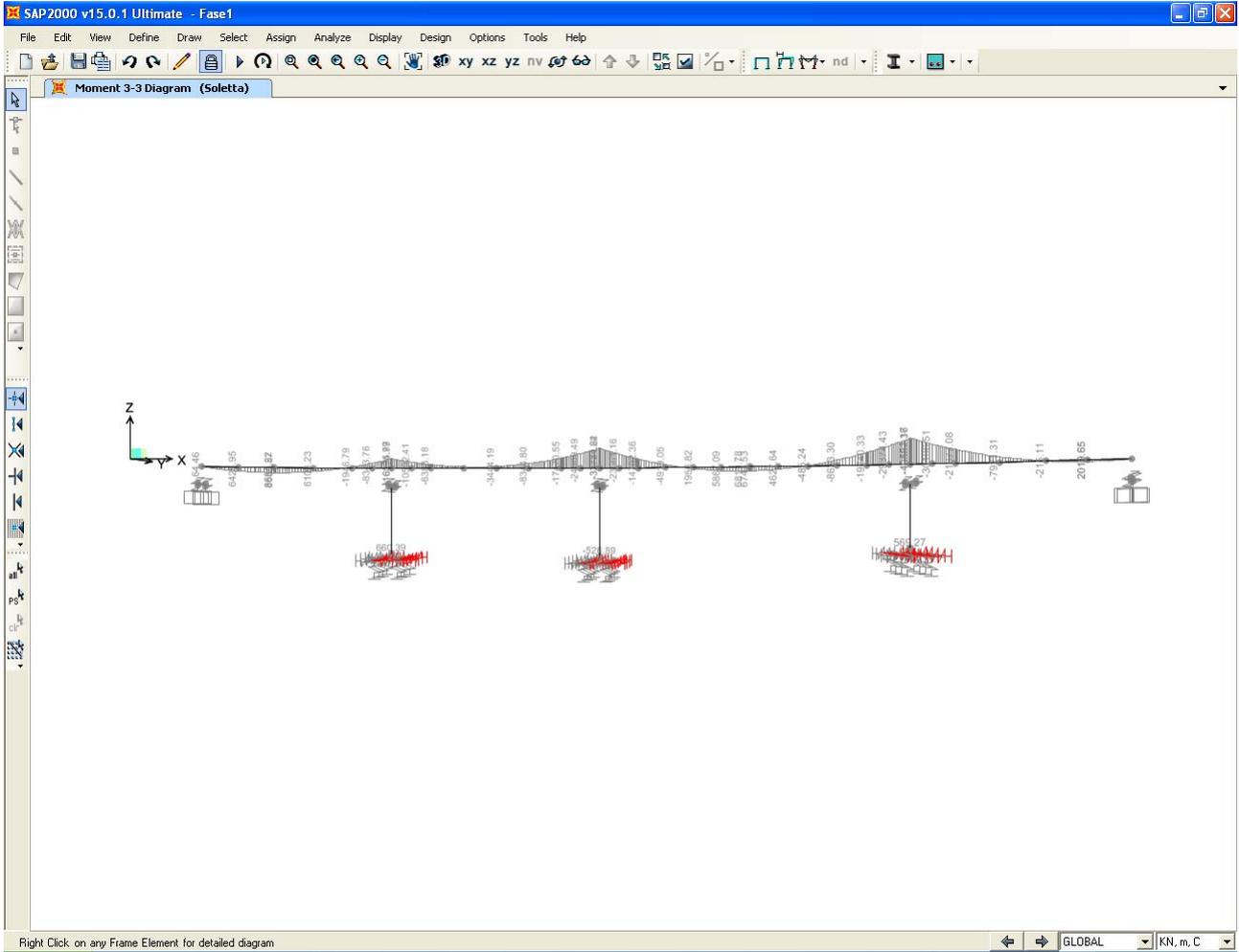
$F_{zd} = 21220 \text{ kN}$ - Massimo carico verticale sopportato dall’isolatore in corrispondenza di uno spostamento orizzontale nominale di 10 mm (cond. statica)

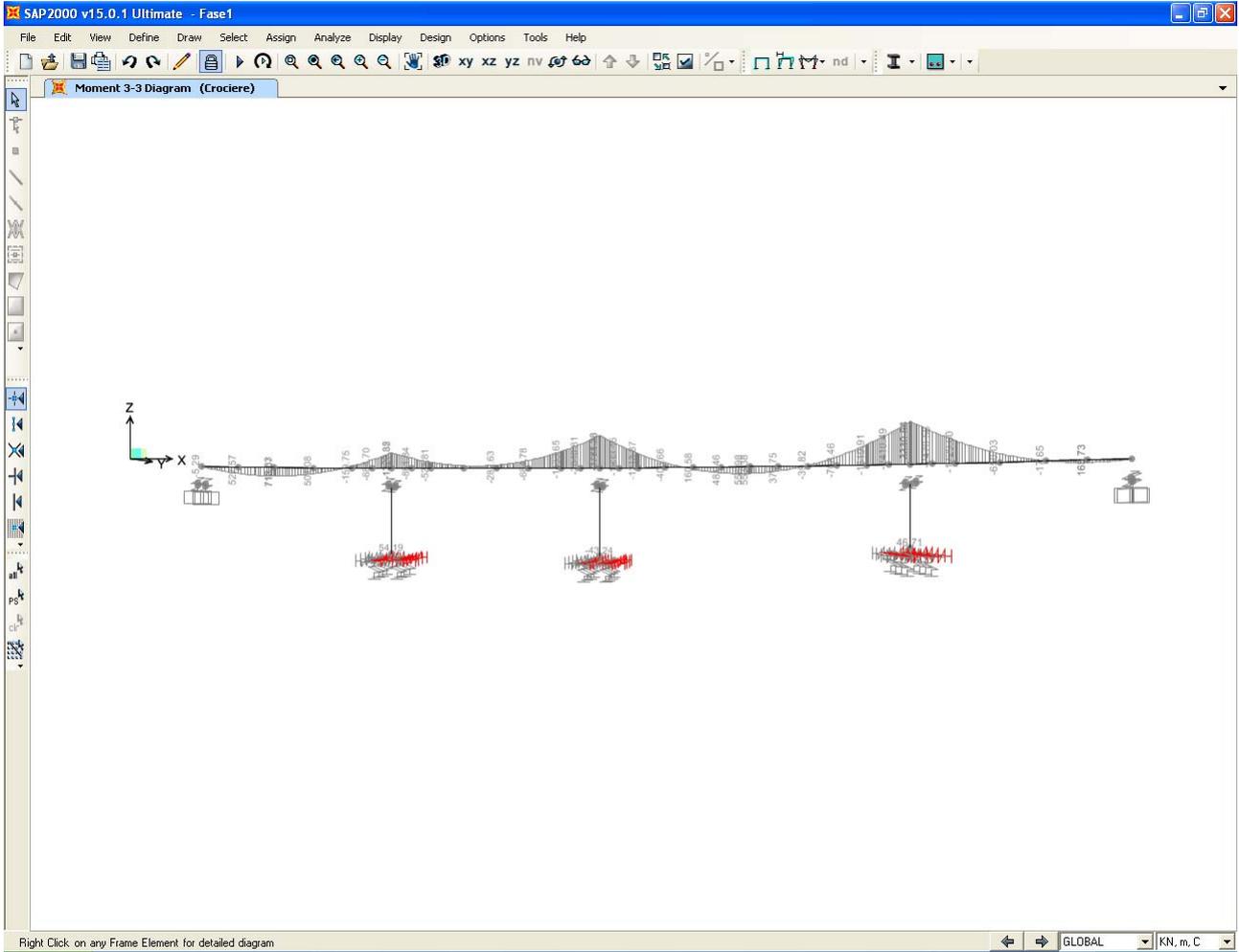
Le analisi svolte sono di tipo “dinamiche lineari” con spettro di risposta e la riduzione delle forme spettrali in funzione di ξ_{esi} è stata considerata direttamente dal programma di calcolo utilizzato per i primi modi di vibrare orizzontali; per i modi rimanenti si sono considerati gli spettri di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

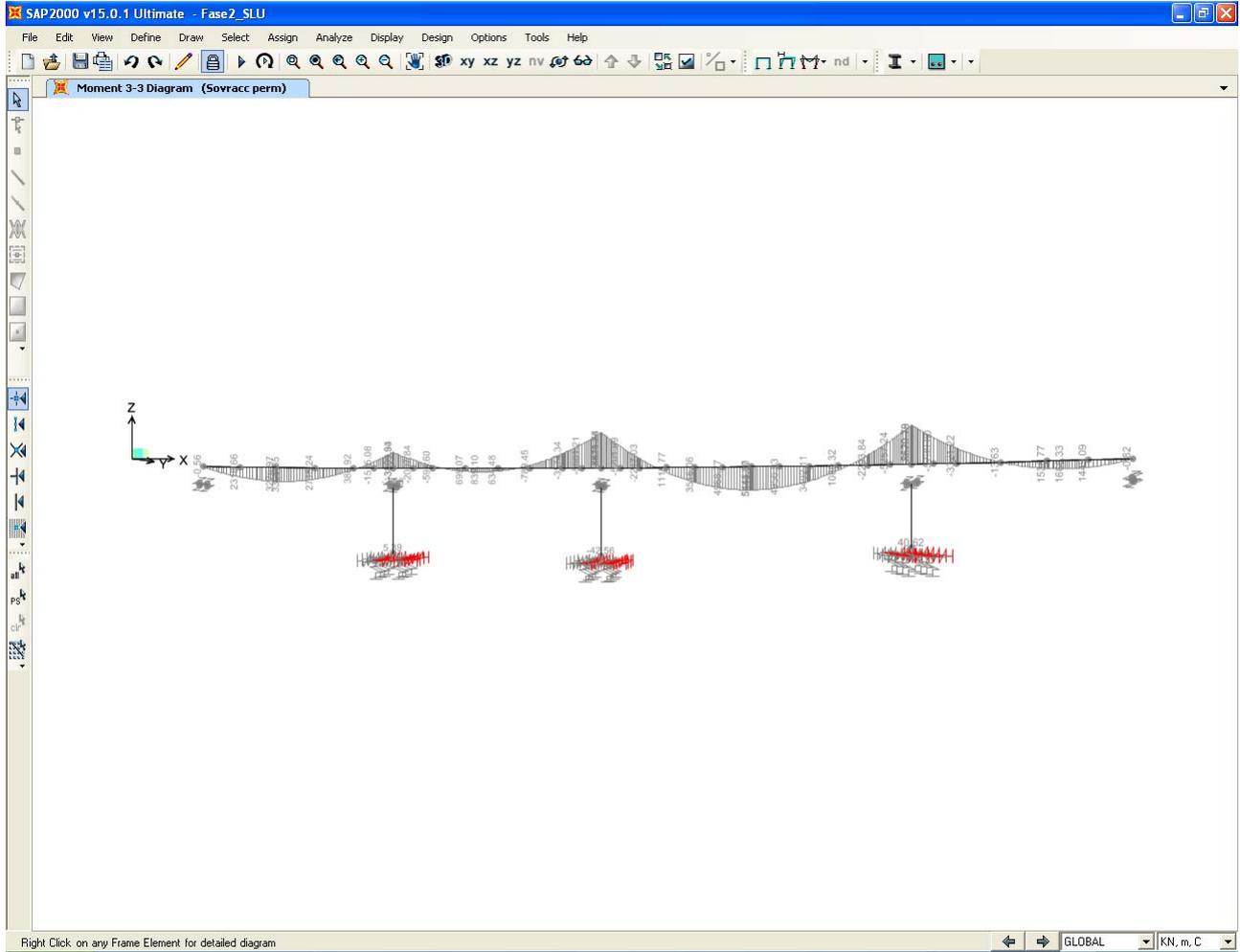
6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni

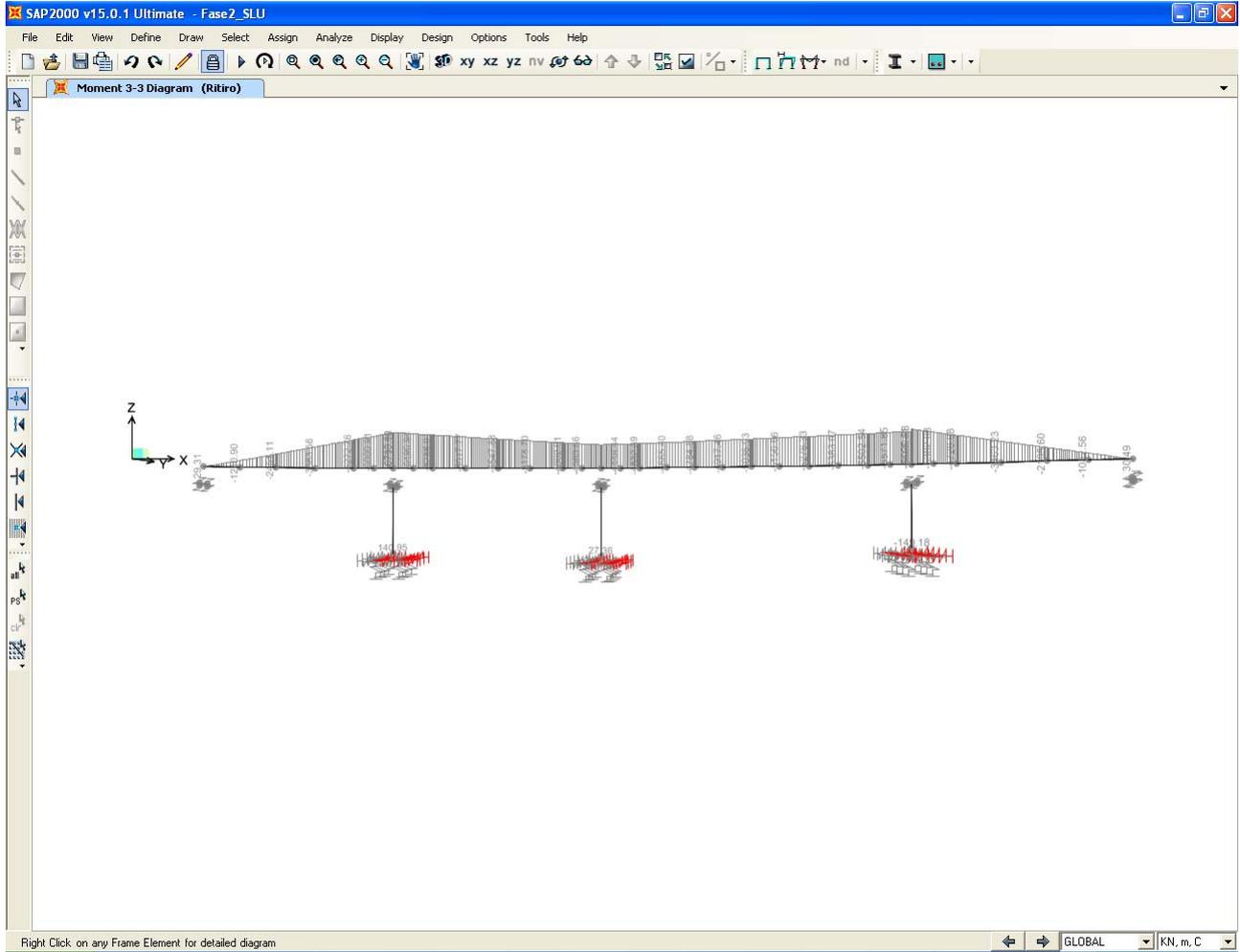
In quanto segue si riportano le Figure estratte dal programma di calcolo SAP2000 che mostrano l'andamento delle sollecitazioni flessionali dell'impalcato in riferimento ai vari casi di analisi indagati.

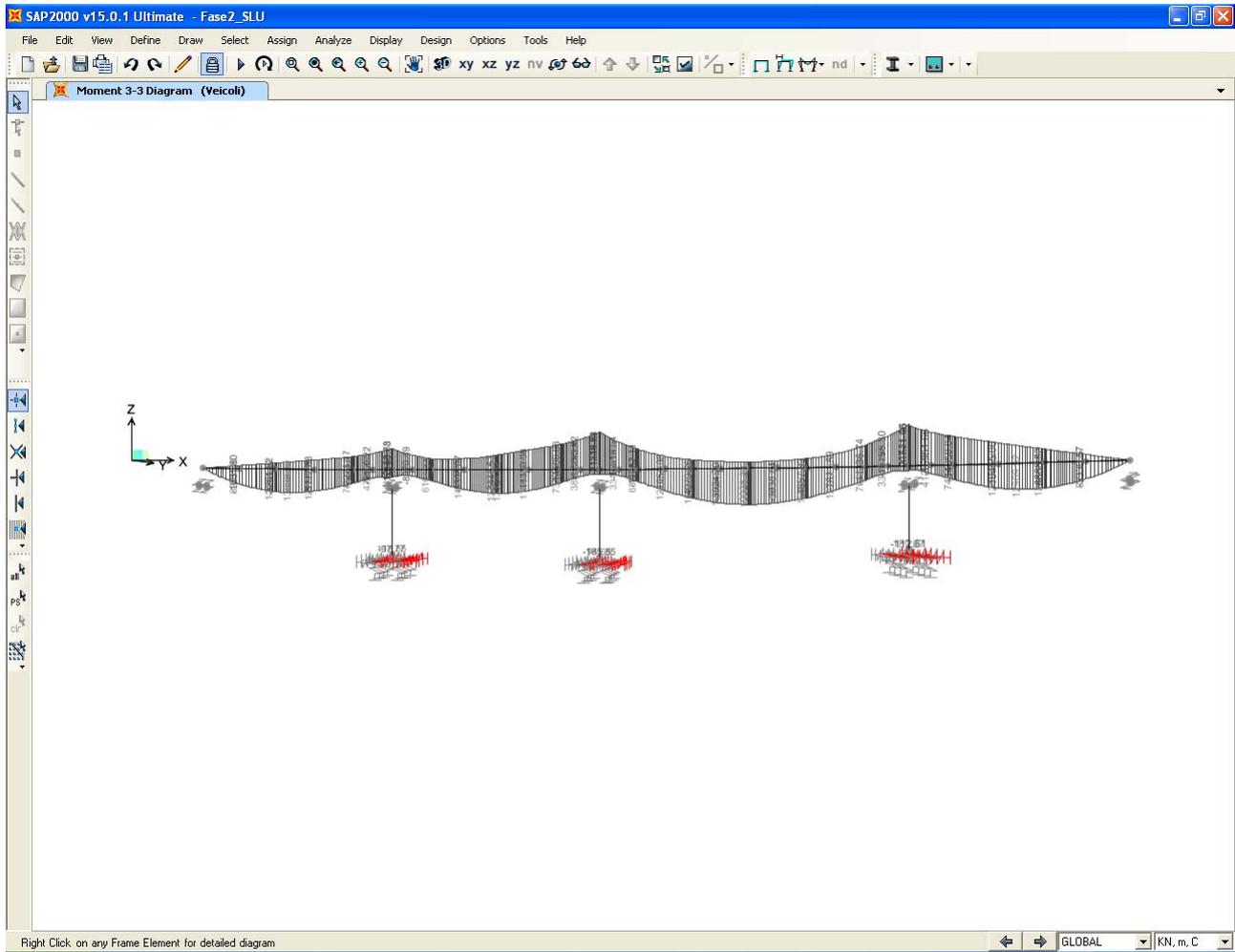


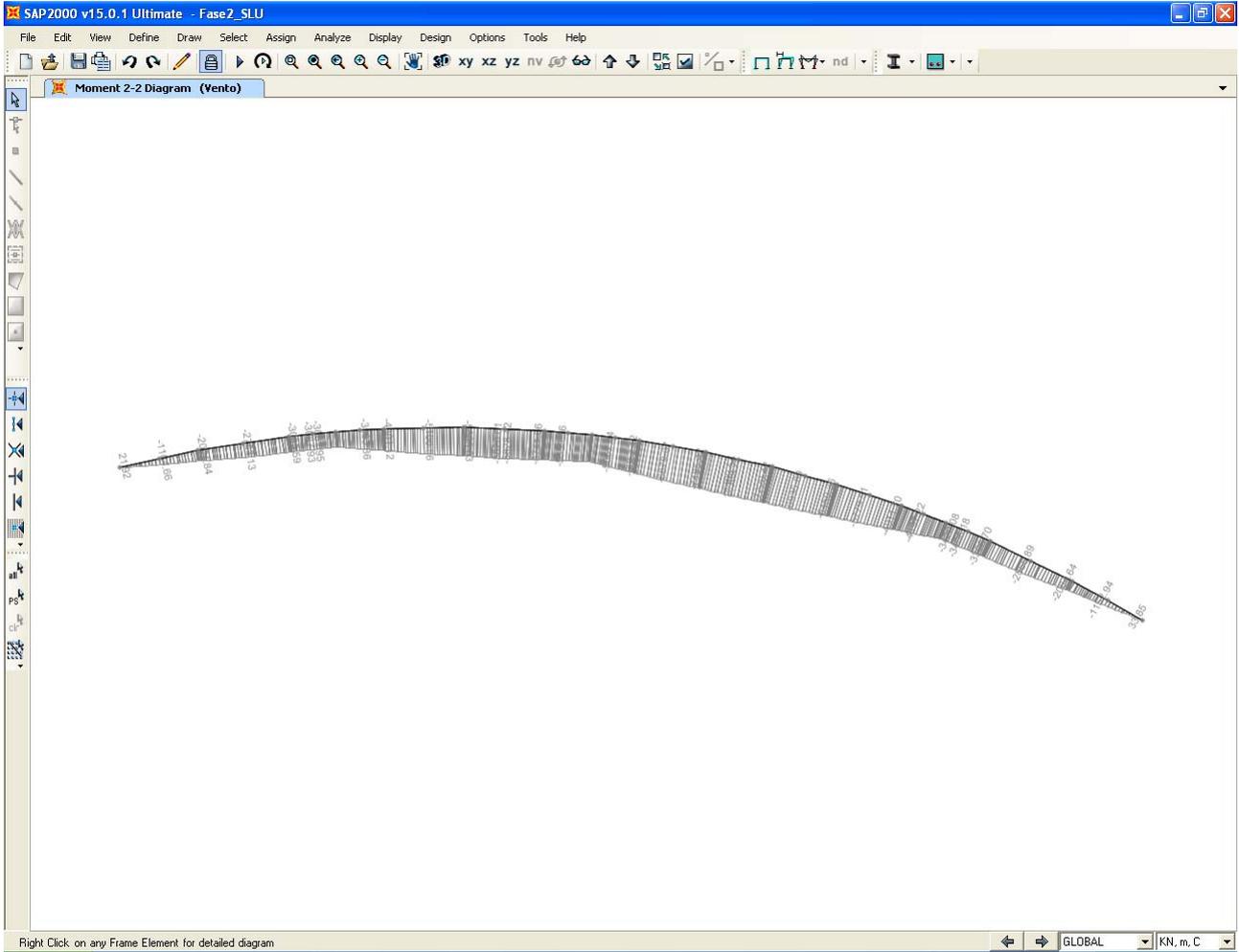






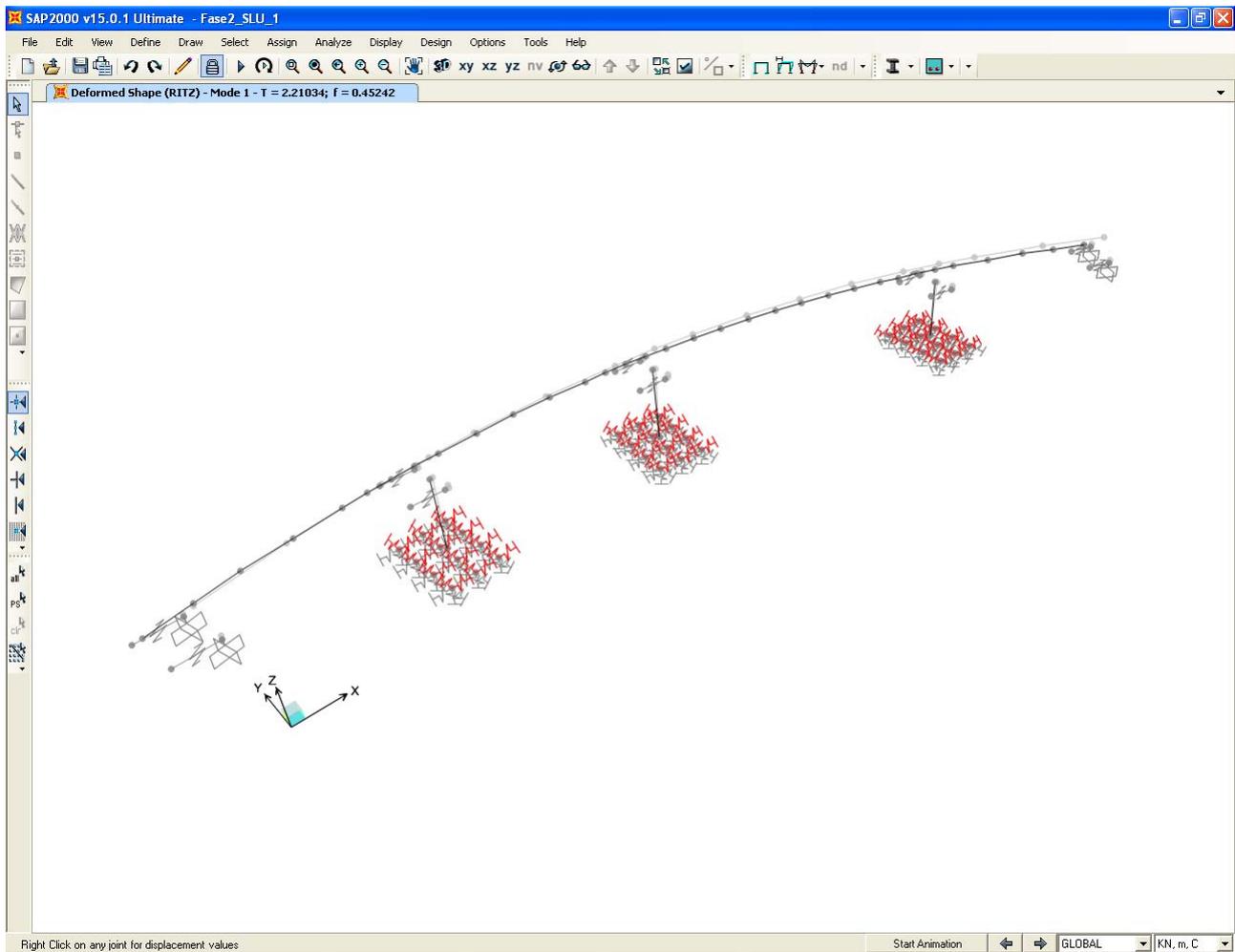


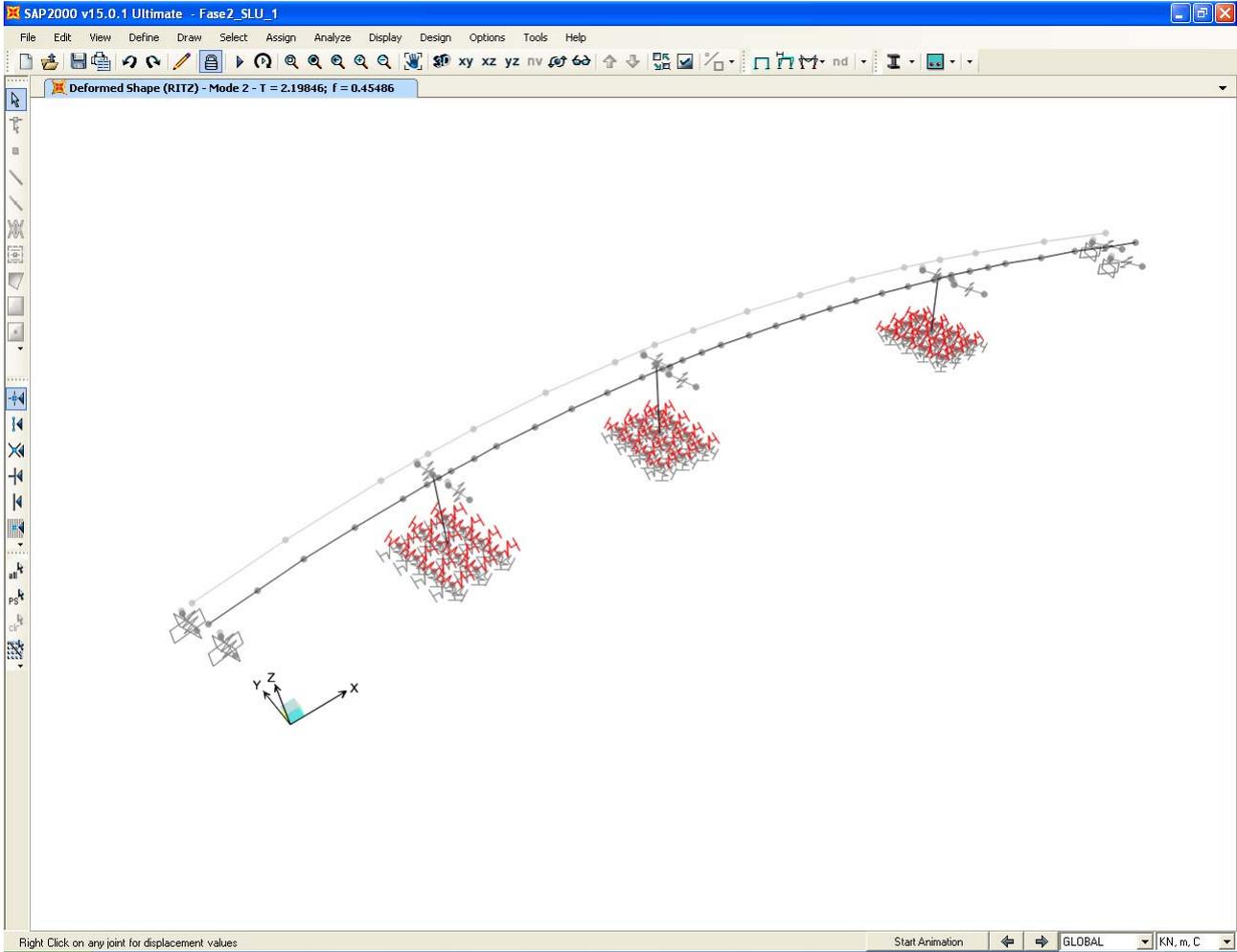




6.4.2. Analisi modale dell'opera

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 ed 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.





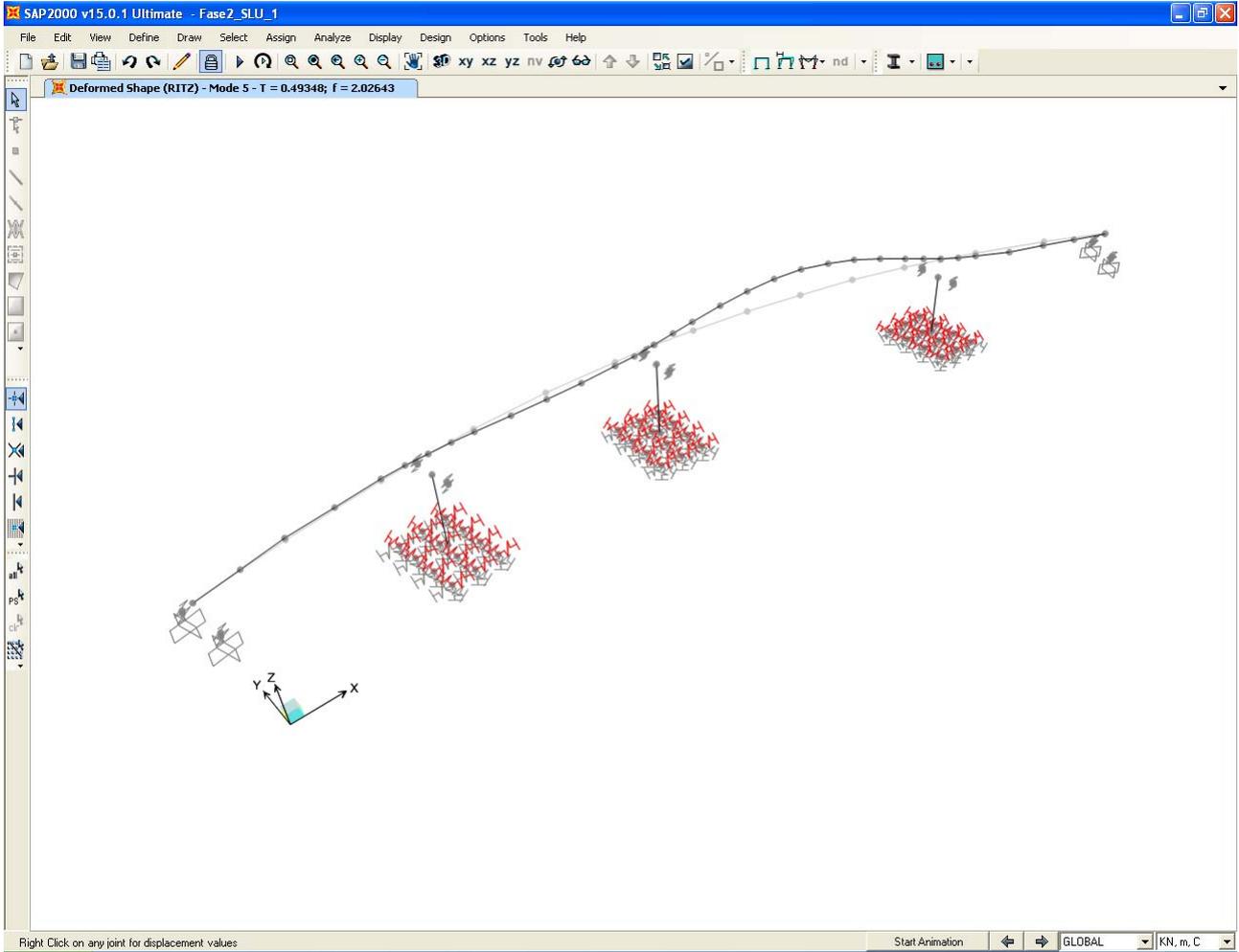


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RITZ	Mode	1	2.210338	0.54363	0.00021	1.074E-08	0.54363	0.00021	1.074E-08
RITZ	Mode	2	2.198455	0.00009999	0.52737	6.664E-08	0.54373	0.52758	7.738E-08
RITZ	Mode	3	1.694608	0.00507	0.00291	2.369E-08	0.5488	0.53049	1.011E-07
RITZ	Mode	4	0.647412	0.00002829	0.00157	0.000005952	0.54883	0.53206	0.000006054
RITZ	Mode	5	0.493478	0.000001895	6.756E-07	0.06892	0.54883	0.53206	0.06892
RITZ	Mode	6	0.395416	0.09113	0.00034	0.00001809	0.63997	0.5324	0.06894
RITZ	Mode	7	0.376569	0.10066	0.00018	0.000003449	0.74062	0.53258	0.06895
RITZ	Mode	8	0.335821	0.11798	0.00006628	0.000005822	0.85861	0.53265	0.06895
RITZ	Mode	9	0.279581	0.00108	0.16054	0.000003335	0.85969	0.69319	0.06896
RITZ	Mode	10	0.276846	0.00048	0.1412	0.00071	0.86017	0.83439	0.06966
RITZ	Mode	11	0.27624	0.00003208	0.00893	0.01839	0.8602	0.84332	0.08805
RITZ	Mode	12	0.270061	0.00008196	0.15017	0.000094	0.86028	0.99349	0.08815
RITZ	Mode	13	0.2682	0.00007416	0.0051	0.00052	0.86036	0.99859	0.08867
RITZ	Mode	14	0.225944	0.00002955	5.449E-07	0.07571	0.86039	0.99859	0.16437
RITZ	Mode	15	0.219042	0.0599	0.00084	0.00002262	0.92029	0.99943	0.1644
RITZ	Mode	16	0.211336	0.05123	0.00037	2.155E-07	0.97152	0.9998	0.1644
RITZ	Mode	17	0.209133	3.213E-09	1.876E-07	0.31648	0.97152	0.9998	0.48087
RITZ	Mode	18	0.186352	0.02842	0.00007455	6.283E-07	0.99993	0.99988	0.48087
RITZ	Mode	19	0.163811	3.581E-07	1.302E-08	0.00011	0.99994	0.99988	0.48098
RITZ	Mode	20	0.147712	5.363E-07	0.000005845	1.485E-07	0.99994	0.99988	0.48099
RITZ	Mode	21	0.1113	3.626E-07	0.000003445	0.00269	0.99994	0.99989	0.48367
RITZ	Mode	22	0.104699	1.459E-07	2.236E-08	0.00344	0.99994	0.99989	0.48711
RITZ	Mode	23	0.102532	0.000003933	0.00000027	0.00005905	0.99994	0.99989	0.48717
RITZ	Mode	24	0.097008	2.418E-08	1.924E-07	0.173	0.99994	0.99989	0.66016
RITZ	Mode	25	0.096061	0.000032	0.00008057	0.00008854	0.99997	0.99997	0.66025
RITZ	Mode	26	0.090072	0.00002191	0.00002903	1.431E-07	0.99999	1	0.66025
RITZ	Mode	27	0.086239	1.011E-08	6.416E-09	0.05035	0.99999	1	0.7106
RITZ	Mode	28	0.078498	8.691E-08	4.039E-07	0.00051	0.99999	1	0.71111
RITZ	Mode	29	0.075559	0.000005674	0.000001734	0.00001641	1	1	0.71113
RITZ	Mode	30	0.071992	3.446E-09	1.672E-10	0.0886	1	1	0.79973
RITZ	Mode	31	0.065091	1.015E-08	7.56E-10	0.12859	1	1	0.92832
RITZ	Mode	32	0.059421	9.767E-08	1.199E-09	0.00567	1	1	0.934
RITZ	Mode	33	0.053395	2.209E-08	2.081E-09	0.02923	1	1	0.96322
RITZ	Mode	34	0.052714	7.343E-10	6.648E-08	0.00114	1	1	0.96436
RITZ	Mode	35	0.048647	1.38E-08	2.016E-10	0.01221	1	1	0.97657
RITZ	Mode	36	0.041487	1.451E-09	2.251E-08	0.00213	1	1	0.9787
RITZ	Mode	37	0.037923	1.621E-09	7.554E-09	0.00411	1	1	0.98281
RITZ	Mode	38	0.027695	6.196E-09	7.04E-09	0.00024	1	1	0.98305
RITZ	Mode	39	0.025543	2.225E-09	8.678E-09	0.00053	1	1	0.98358
RITZ	Mode	40	0.020893	1.855E-10	1.403E-10	0.0163	1	1	0.99988

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 ed in base alle classi di esposizione dei vari elementi definite nel capitolo sui materiali. 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 è stato eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con SAP2000 Advanced v.15.0.1, in grado di analizzare lo stato tensio-deformativo della soletta in direzione trasversale. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su due appoggi rigidi munita di sbalzi alle estremità. Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato "PD-0-I00-I0000-0-OM-RT-01".

6.5.2. Dimensionamento travi metalliche

6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

La sezione delle travi metalliche costituenti 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; 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 “fase 2” 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, 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_{inf}, A_{sup} 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;
- τ , τ_V indicano la tensione tangenziale dovuta al taglio e τ_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 “fase 2” 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

MAX	18.3	6190.7	15.8	1138.0	226.2	-2661.6
MIN	-135.8	-5889.3	-7.8	-1018.4	-51.7	-68133.9
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
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
-5.4	-5.1	130.8	139.3	0.0	59.7	163.6	163.7
-139.3	-130.8	5.1	5.4	-0.3	-56.8	26.4	26.4

“Fase 1” – sollecitazioni e tensioni

MAX	54.7	5143.0	365.2	6900.4	2927.1	24909.0	24909.0
MIN	-453.4	-5115.0	-408.1	-6869.1	-10218.7	-52263.6	-52263.6
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N		τ_v	τ_T	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
44.8	42.9	87.6	93.7	-0.2	-0.2	102.3	115.2	0.1	49.6	9.8		139.7	132.0		-0.2	-0.2	101.5	114.4
-104.5	-98.5	-14.6	-16.5	-1.3	-2.0	35.5	40.0	-0.8	-49.3	-9.8		26.5	14.9		-1.3	-2.0	35.1	39.6

“Fase 2” – sollecitazioni e tensioni

MAX	52	11334	362	6550	3153	22246
MIN	-552	-10838	-396	-6802	-10051	-120304
Internal Forces - Frames						
Station	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N		τ_v	τ_T	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup					w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup
39.4	37.8	218.2	232.7	-0.2	-0.2	102.3	115.2	0.1	109.3	9.8		297.8	289.2	-0.2	-0.2	101.5	114.4
-243.6	-229.1	-9.5	-11.1	-1.3	-2.0	35.5	40.0	-1.0	-104.5	-9.8		33.1	19.0	-1.3	-2.0	35.1	39.6

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 in campata

MAX	18.3	4526.3	11.5	386.2	273.9	14227.9
MIN	-136.1	-4224.8	-6.9	-530.7	-52.8	-35218.2
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
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
56.7	54.2	134.2	140.3	0.1	51.4	157.8	157.9
-140.3	-134.2	-54.2	-56.7	-0.5	-48.0	9.3	9.2

“Fase 1” – sollecitazioni e tensioni

MAX	51.6	4162.4	378.1	6116.5	2966.5	43126.3	43126.3
MIN	-427.5	-4135.7	-375.5	-6060.5	-11598.3	-33060.2	-33060.2
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M									σ dovute a N		τ _v	τ _T	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		
142.1	138.3	109.3	114.6	0.0	0.0	125.1	140.9	0.1	47.3	10.5	148.2	136.4		0.0	0.0	124.0	139.8		
-128.1	-122.9	-28.2	-32.0	-2.5	-4.5	0.5	0.6	-1.4	-47.0	-10.4	13.7	13.7		-2.5	-4.5	-0.4	-0.3		

“Fase 2” – sollecitazioni e tensioni

MAX	51	8689	373	6408	3240	54135
MIN	-526	-8194	-378	-6426	-11401	-67411
Internal Forces - Frames						
Station	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

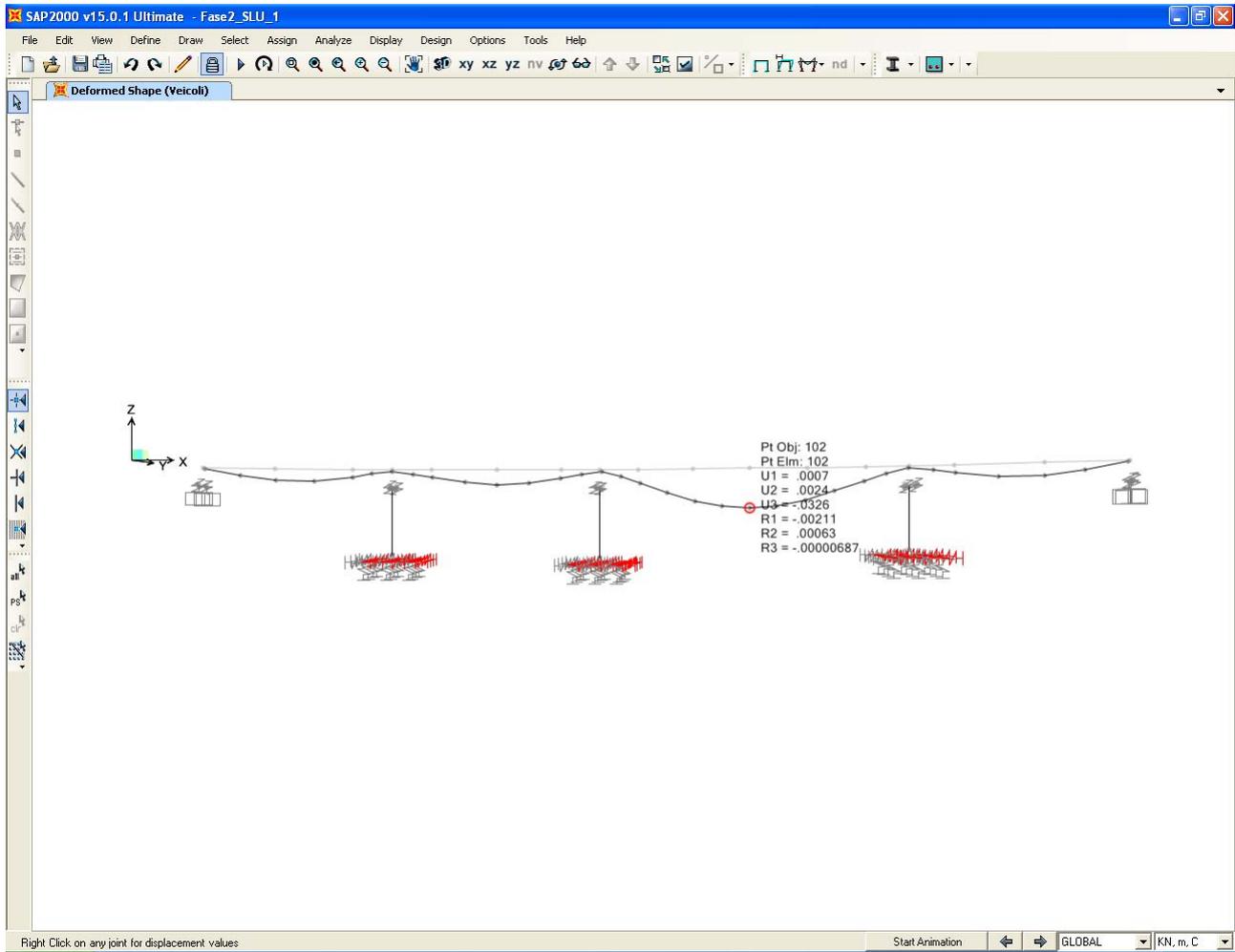
σ dovute a M									σ dovute a N		τ _v	τ _T	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup					w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
186.0	180.3	240.6	251.9	0.0	0.0	125.1	140.9	0.1	98.7	10.5	305.9	293.6		0.0	0.0	124.0	139.8	
-265.1	-253.8	-71.1	-76.1	-2.5	-4.5	0.5	0.6	-1.8	-93.1	-10.4	9.1	8.3		-2.5	-4.5	-0.4	-0.3	

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.

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.



Come evidenziato nella figura precedente, il massimo spostamento in campata è pari a circa 33 mm, pertanto:

$$v_{\max} = 33 \text{ mm} \cong L/1515 < L/1000.$$

6.5.3. Dimensionamento controventamenti trasversali

Il dimensionamento degli elementi principali costituenti la sezione trasversale corrente di impalcato è stato eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con SAP2000 Advanced v.15.0.1. Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato "PD-0-I00-I0000-0-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 resistenze 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

Il calcolo del dominio resistente della sezione di base della pila è effettuato semplificando in modo cautelativo la geometria di armatura. Le barre di armatura longitudinale, in realtà presenti in modo diffuso lungo il perimetro della sezione, sono raggruppate in 12 “macro-barre” di sezione complessiva equivalente a quella della totalità delle armature presenti. L'armatura così introdotta equivale a circa 1f24/20” sui lati corti della sezione ed 1f30/10” sui lati lunghi.

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

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

Titolo : **File**

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	150	0
3	150	960
4	0	960

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
8	133	140	470
9	133	140	660
10	133	140	810
11	27.12	75	10
12	27.12	75	950

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

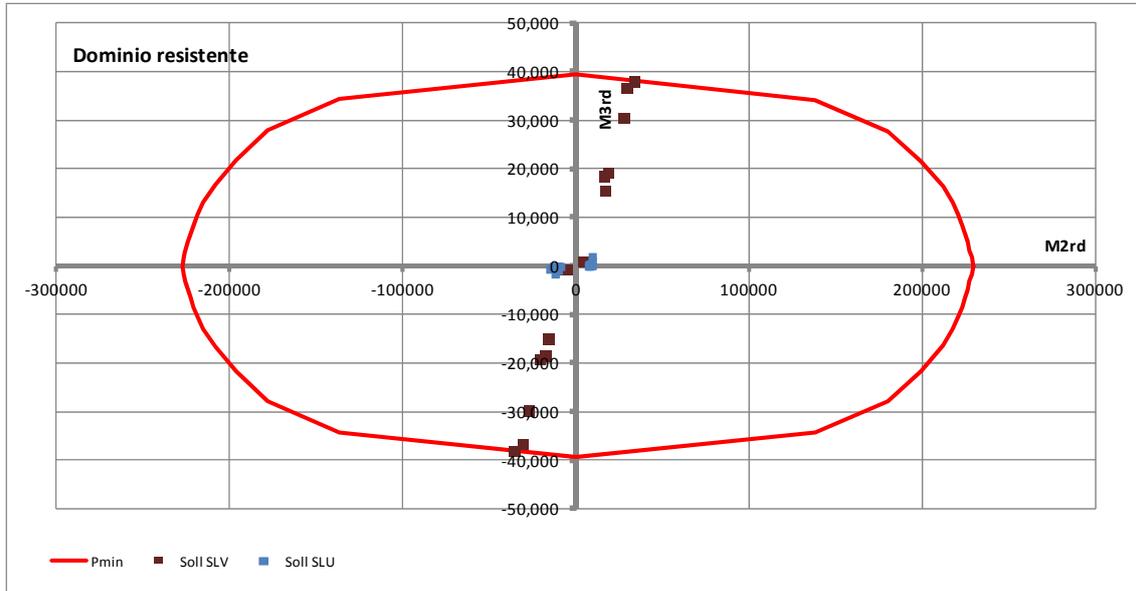
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> %	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> %
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="18.13"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> %	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0.7333"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ



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 dell'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.

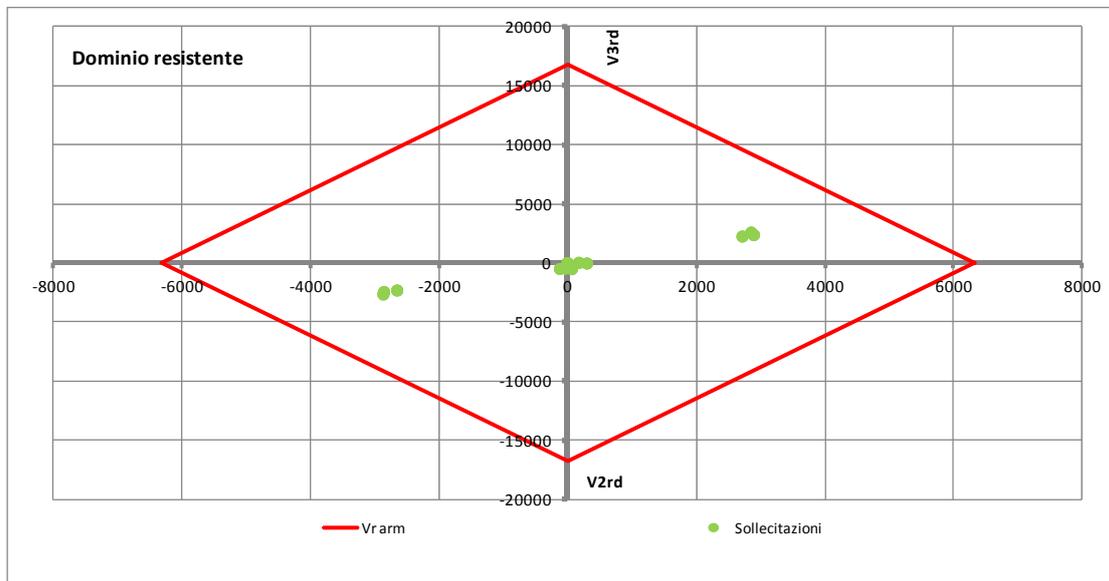
Verifica a taglio

La figura che segue illustra il calcolo della resistenza a taglio per la singola direzione di applicazione. In direzione 2 (direzione lungo il lato corto della pila) si considera la resistenza di sezione non appositamente armata, mentre in direzione 3 (direzione lungo il lato lungo della pila) si considera un'armatura a taglio costituita da 2 bracci f16 con spaziatura verticale di 200 mm.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
Dati							
b	1500	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	9600	mm	altezza				
d	9500	mm	altezza utile				
Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo							
Ast (mmq)	s (mm)	ctgcalc	ctgθ	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	Vrd (kN)
402	200	4.036	2.500	duttile lato acc	16811.72	40096.55	16811.72

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	9600	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1500	mm	altezza
d	1400	mm	altezza utile
fck	32	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
As _l	66500	mm ²	armatura longitudinale
k	1.38		fattore di ingranamento
v _{min}	0.32	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ	0.0049		rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	5318000	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp}	0.37	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α _C	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	6325.06	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

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



6.5.4.2 Verifica a fessurazione – SLE

Secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, si limita 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.

Il metodo classico diretto, invece, procede al calcolo diretto della prevedibile ampiezza delle fessure; ampiezza da confrontare con i valori limite imposti dalla norma.

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

SLEf	M2	M3	P
max	4957	846	-7002
min	-6733	-580	-17360
	kNm	kNm	kN
SLEqp	M2	M3	P
max	119	724	-7429
min	-1949	-461	-14528
	kNm	kNm	kN

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**

N° Vertici: **4** Zoom N° barre: **12** Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	150	0
3	150	960
4	0	960

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	133	10	150
2	133	10	300
3	133	10	470
4	133	10	660
5	133	10	810
6	133	140	150

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

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

Materiali

B450C		C32/40	
ε_{su}	67.5 ‰	ε_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ε_{cu}	3.5
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ε_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d **317** cm
 x **353.6** x/d **1.115**
 δ **1**

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

La sezione è interamente compressa e la verifica a fessurazione può considerarsi automaticamente soddisfatta senza ulteriori approfondimenti.

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

In virtù del fatto che 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 pali di fondazione delle pile

6.5.6.1 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.

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con doppia fila di 30 barre $\phi 26$ mm + 30 barre $\phi 26$ mm. Nel calcolo della proprietà resistive della sezione, la singola coppia di barre è stata sostituita, per semplicità, con un'unica barra avente area della sezione pari a quella della coppia di

barre. 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).

ENV SLU/SLV	F1	F2	F3	M1	M2
max	718	947	3984	3284	2122
min	-722	-948	-812	-3284	-2109
	kN	kN	kN	kNm	kNm

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

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

Titolo: **Pali**

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 30
- Diametro barre: 3.67 [cm]
- Copriferro (baric.): 12 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 3969 1710 kN

M_{xEd}: 0 44 kNm

M_{yEd}: 0 29

P.to applicazione N

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

Tipologia rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

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

Metodo di calcolo

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

Tipologia flessione

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

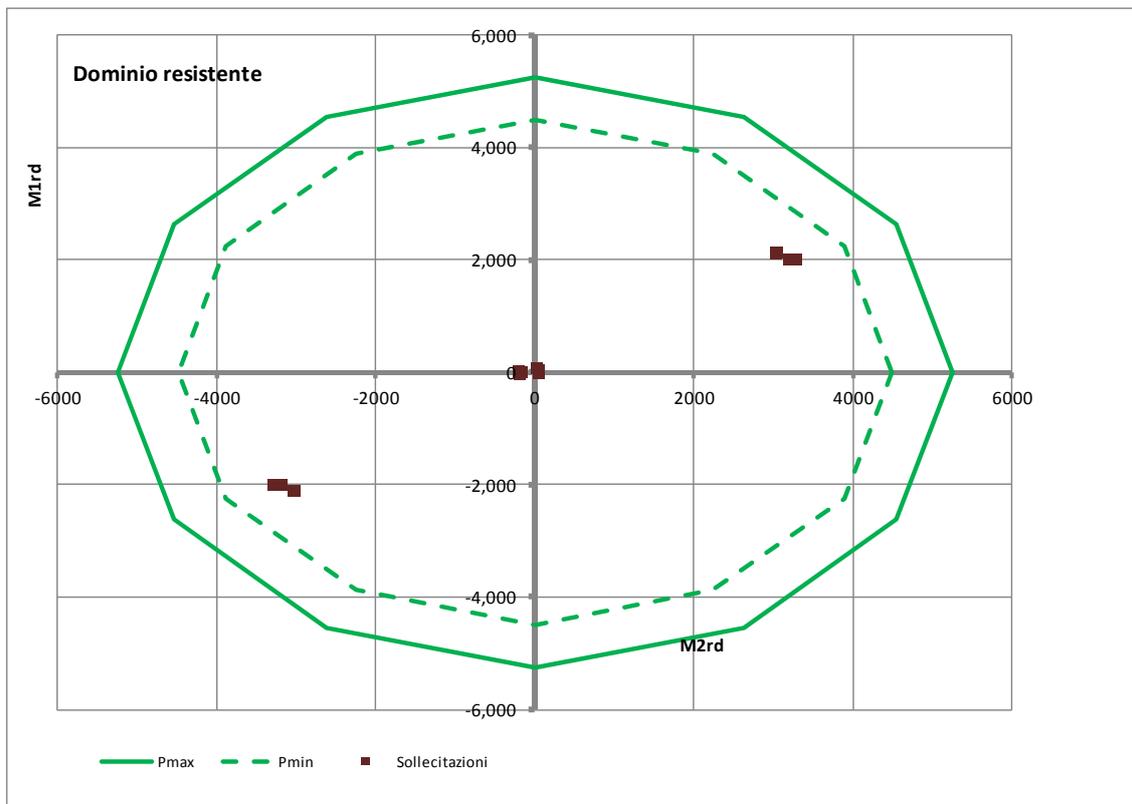
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° : 0

Precompresso

Parametri di calcolo:

- M_{xRd}: 5,248 kN m
- M_{yRd}: 0 kN m
- σ_c : -14.17 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 3.5 ‰
- ϵ_s : 3.599 ‰
- d: 108 cm
- x: 53.25 x/d: 0.493
- δ : 1



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.

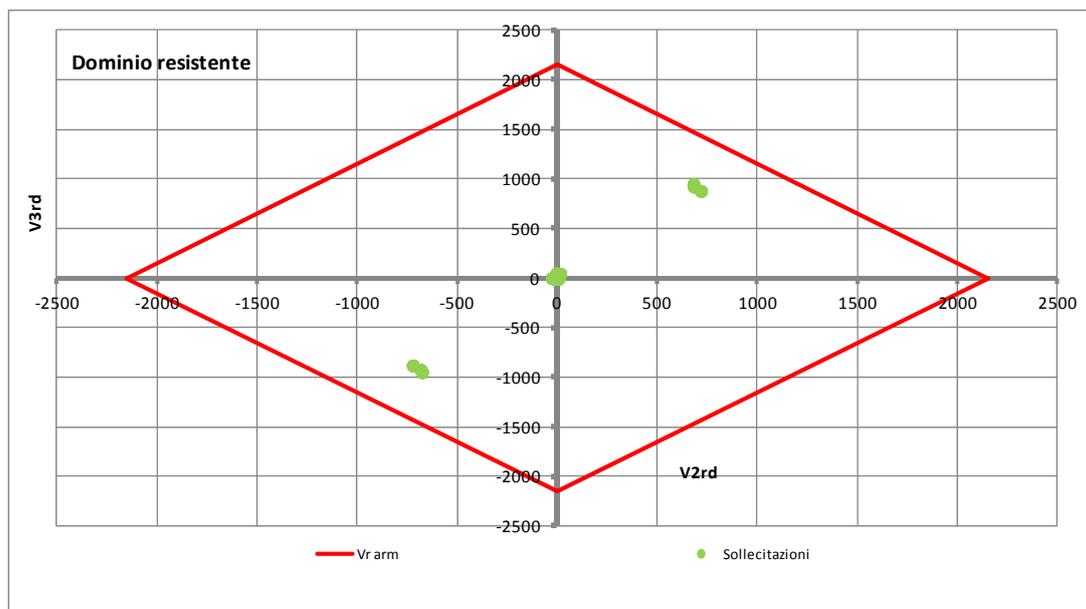
Verifica a taglio

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 ϕ 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 θ calc	ctg θ	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	Vrd (kN)
402	150	2.666	2.500	duttile lato acc	2151.90	2405.79	2151.90

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



6.5.6.2 Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta con duplice modalità.

Secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, si limita 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.

Il metodo classico diretto, invece, procede al calcolo diretto della prevedibile ampiezza delle fessure; ampiezza da confrontare con i valori limite imposti dalla norma.

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	4	5	2077	17	17
min	-7	-2	1385	-24	-10

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

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

Titolo: **Pali**

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 30
- Diametro barre: 3.67 [cm]
- Copriferro (baric.): 12 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione:

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1556 1385 kN

M_{xEd}: 0 24 kNm

M_{yEd}: 0 17

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

σ_c : -0.9763 N/mm²

ϵ_s : -0.05797 ‰

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 0

Precompresso

La sezione rimane tutta compressa. La verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta.

Combinazione quasi permanente

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

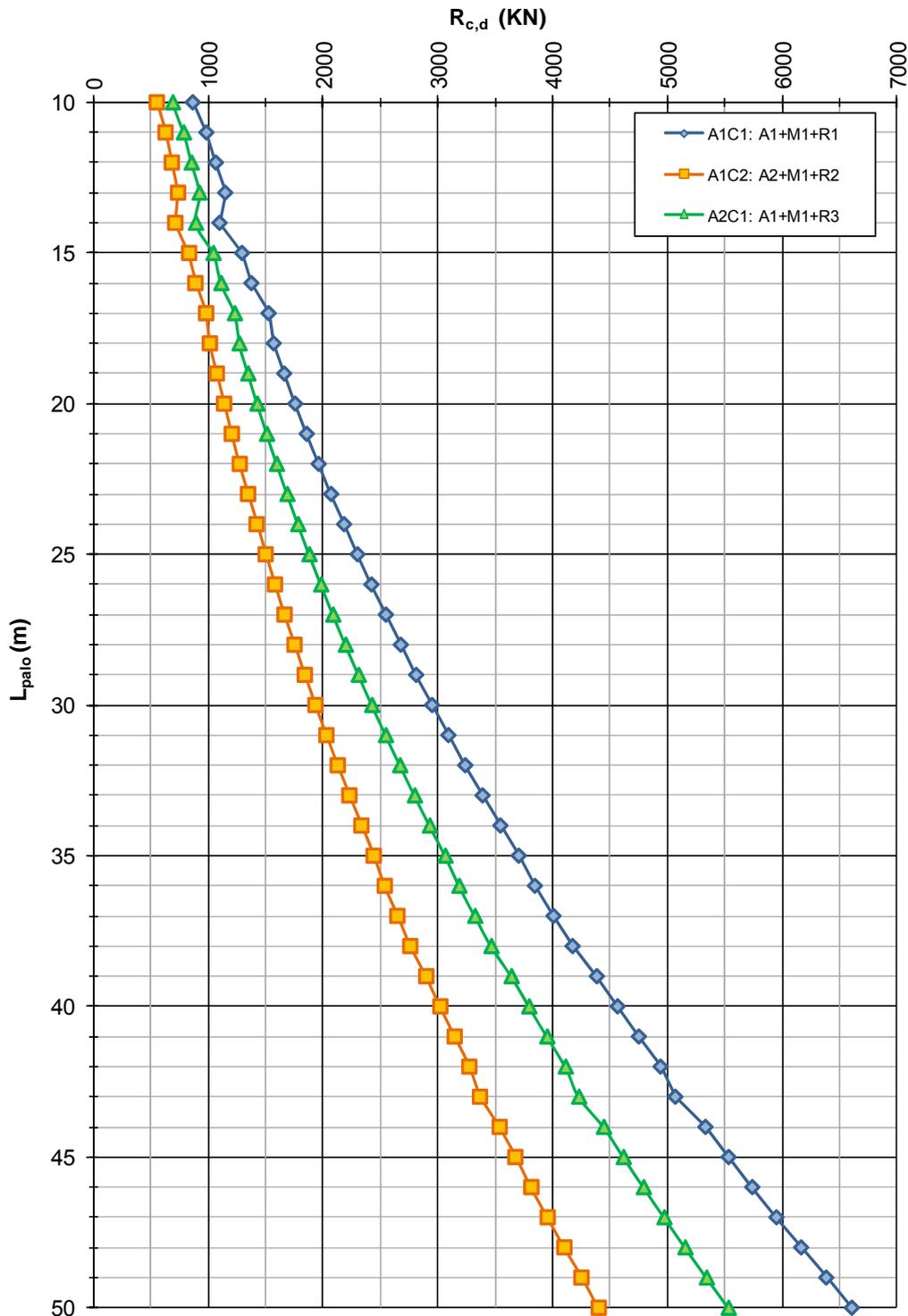
6.5.6.3 Verifica a capacità portante per carichi verticali

La determinazione della capacità portante dei 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 42.0 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):

$$R_{cd} = 4115 \text{ KN}$$

ICV02 - Cavalcavia rampa Sud-Ovest - ZO F
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

Sforzo normale sul singolo palo			
SLU	P	SLV	P
Max	3022	Max	3984
Min	1273	Min	-812
--	kN	--	kN

- $N_{Ed} = 3022$ KN condizione statica;
- $N_{Ed} = 3984$ KN condizione sismica.

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd} = 4115 \text{ KN}$$

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; si assume $E_v=0.7$.

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

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim} = 34566 \text{ kN}$$

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.

Sforzo normale sulla palificata								
Pila	SLU	24730	Plinto	SLU	7965	Totale	SLU	32695
Pila	SLV	15580	Plinto	SLV	5900	Totale	SLV	21480
--	--	kN	--	--	kN	--	--	kN

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.5.6.4 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 valore medio di carico assiale ottenuto per la combinazione di carico SLV, pari a 1556 kN in compressione.

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

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

Titolo: **Pali**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 30
 Diametro barre: 3.67 [cm]
 Copriferro (baric.): 12 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1556 1316 kN
 M_{xEd}: 0 29 kNm
 M_{yEd}: 0 33

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 Mx-My

angolo asse neutro θ°: 0

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

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

M_{xRd}: 4.958 kN m
 M_{yRd}: 0 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 4.845 ‰
 d: 108 cm
 x: 45.3 x/d: 0.4194
 δ: 0.9643

Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

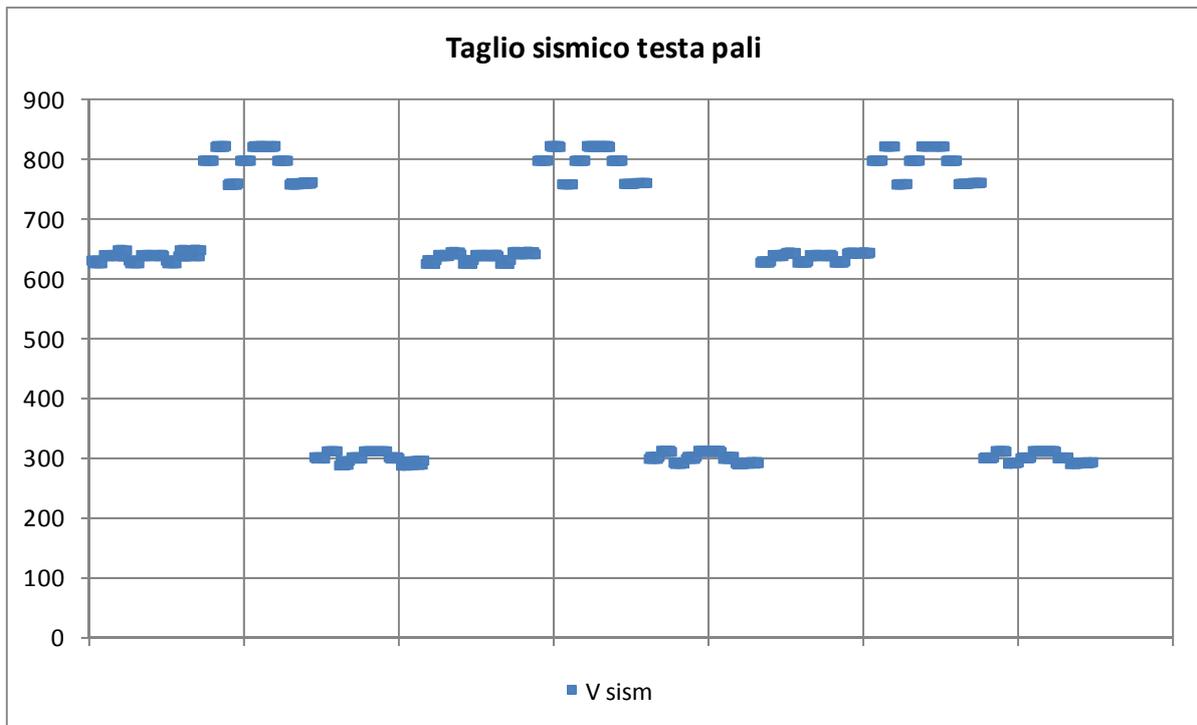
$$R_{tR,d} = 1024 \text{ KN}$$

La forza risultante di taglio agente in testa al palo più caricato è ottenuta per combinazione quadratica delle due componenti di taglio (F_1 , F_2) ottenute dall'analisi. Inoltre, 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 di detta forza è amplificato di un coefficiente pari a 1.20 come da indicazioni geotecniche.

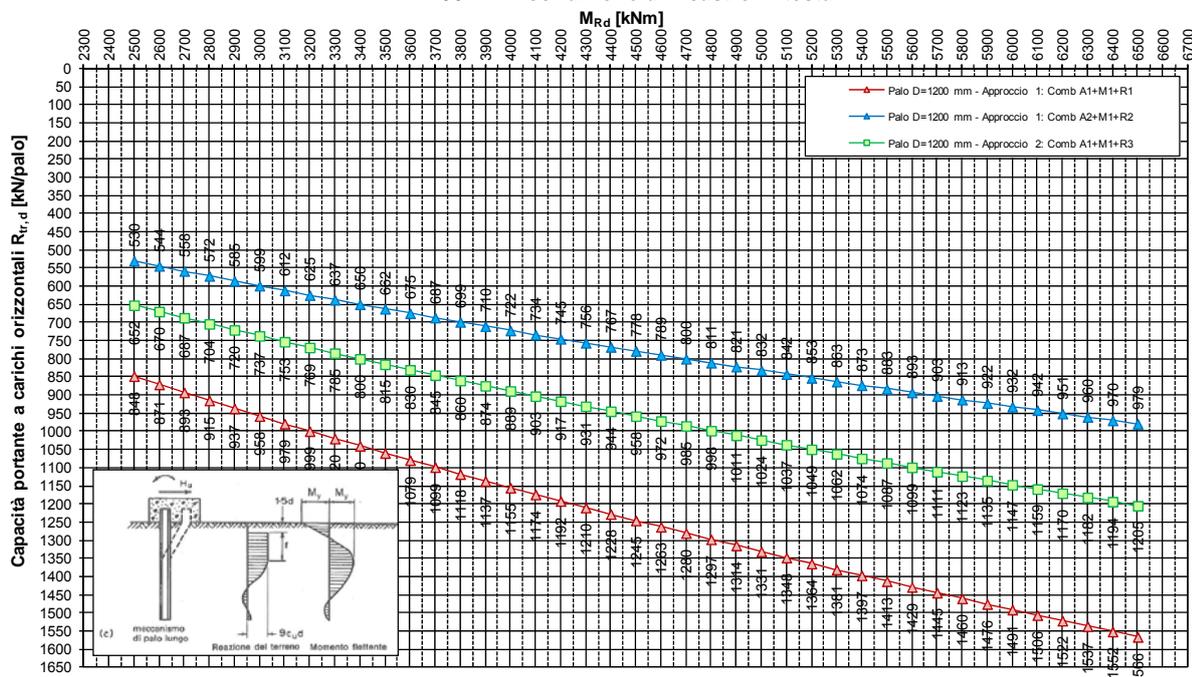
Nel grafico che segue sono plottati i valori della risultante di forza di taglio in testa ai pali in funzione del palo in esame. La forza di taglio risultante per il palo più caricato risulta essere:

$$V_d = 1.2 * 823 \text{ kN} = 988 \text{ kN} < R_{tR,d}$$

La verifica è soddisfatta.



Pali di fondazione - Opera ICV02 - ZO F
Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
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. 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 per la palificata maggiormente caricata:

- Direzione longitudinale: $V_d = 7219$ kN
- Direzione trasversale: $V_d = 9477$ kN

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

$$H_{Rd} = N \cdot E_H \cdot R_{t,Rd} = 9830 \text{ kN}$$

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.

6.5.7. Dimensionamento del sistema di isolamento sismico

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

Le verifiche da effettuare per gli isolatori consistono stanzialmente nel:

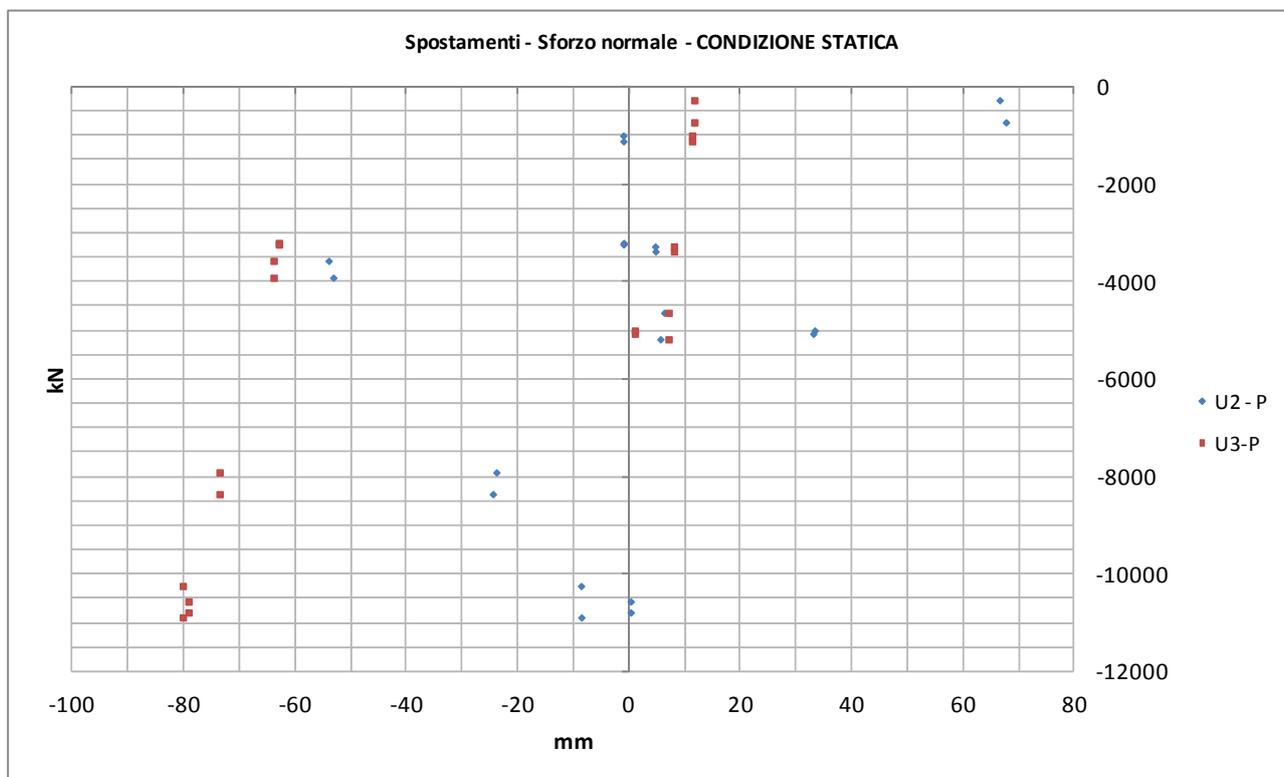
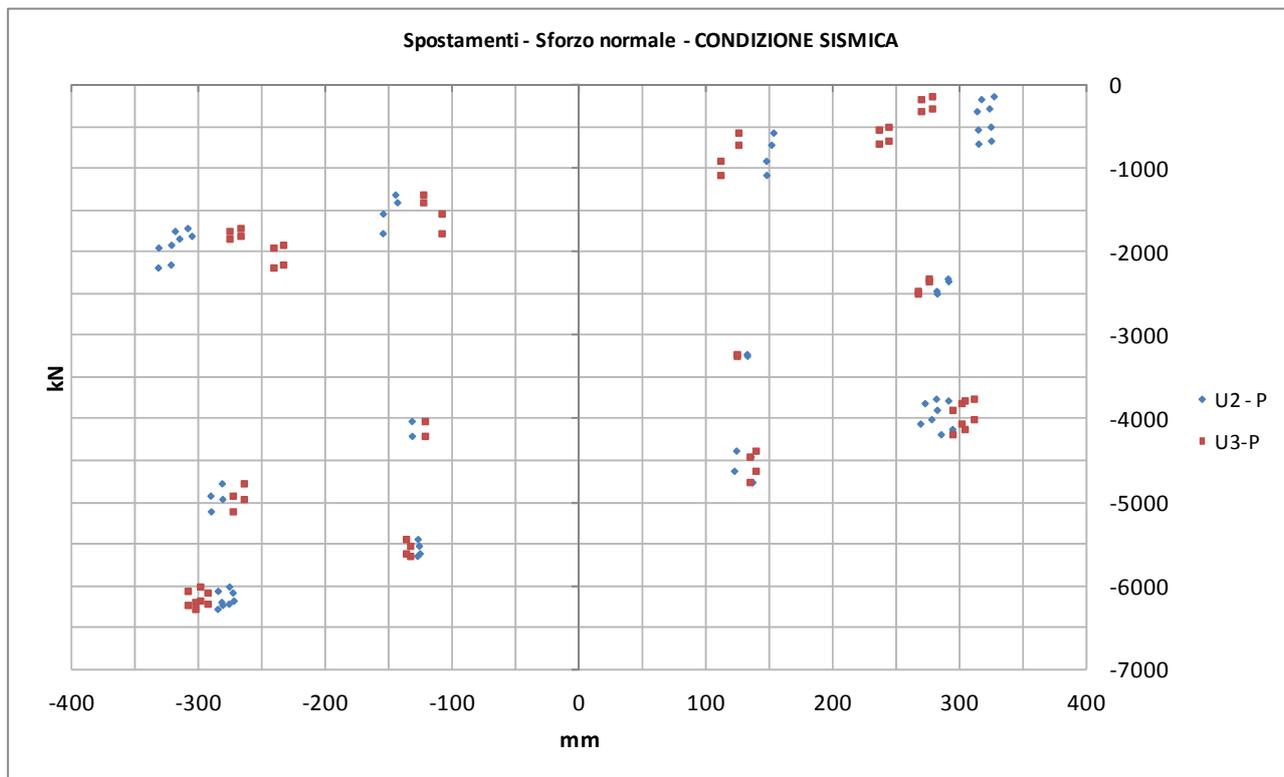
- 1) Verificare la capacità di spostamento orizzontale dell'isolatore rispetto allo spostamento richiesto per il sisma SLC
- 2) Verificare la capacità di portante per carico verticale dell'isolatore in corrispondenza del massimo spostamento orizzontale richiesto per il sisma SLC
- 3) Verificare la capacità di portante per carico verticale dell'isolatore in corrispondenza del massimo spostamento orizzontale richiesto per la combinazione statica SLU

Nei grafici che seguono sono plottati:

- 1) i punti corrispondenti alle coppie "componente di spostamento orizzontale" – "carico verticale" valutate per i singoli dispositivi sia per la condizione di involucro di carico sismica (SLD/SLV/SLC)
- 2) i punti corrispondenti alle coppie "componente di spostamento orizzontale" – "carico verticale" valutate per i singoli dispositivi sia per la condizione di involucro di carico statica (SLU)
- 3) i punti corrispondenti alle coppie "componente di spostamento orizzontale in direzione x" – "componente di spostamento orizzontale in direzione y" valutate per i singoli dispositivi per le diverse combinazioni di carico statiche (SLU)

Si intendono con:

- P = carico verticale agente sull'isolatore
- u_2 = componente di spostamento orizzontale in direzione x
- u_3 = componente di spostamento orizzontale in direzione y



I risultati significativi delle analisi sono i seguenti:

- Non si registra in nessun caso una condizione di trazione per alcun dispositivo (requisito indispensabile per il corretto funzionamento dei dispositivi)
- Massimo spostamento richiesto in condizione sismica: $\Delta_{rd} = 335$ mm
- Massimo carico verticale in condizione sismica: $V = 6350$ kN
- Massimo carico verticale in condizione statica: $F_{zd} = 11399$ kN

Per quanto riguarda il massimo spostamento orizzontale in condizione statica si ha quanto segue:

- Massimo spostamento richiesto in condizione statica $\Delta_{rd} = 80$ mm

Si fa presente che per la condizione sismica la composizione delle due componenti di spostamento orizzontale avviene per quadratura tra due componenti delle quali la secondaria è pari a circa il 30% della primaria. Ciò, di fatto, riduce moltissimo il contributo della componente di spostamento secondaria tanto da renderlo trascurabile.

Le verifiche sono tutte soddisfatte in quanto:

- 1) La capacità di spostamento orizzontale dell'isolatore (350 mm) è superiore al massimo spostamento richiesto (335 mm)
- 2) La capacità portante nei confronti del carico verticale in condizione sismica (8310 kN) è superiore al massimo carico verticale di calcolo (6350 kN)

Per quanto riguarda la verifica di capacità portante nei confronti del carico verticale in condizione statica, in mancanza di specifiche indicazioni da parte dei produttori, si opera per interpolazione lineare avendo come dati:

- $V = 8310$ kN – Massimo carico verticale sopportato dall'isolatore per uno spostamento orizzontale di 350 mm
- $F_{zd} = 21220$ kN - Massimo carico verticale sopportato dall'isolatore per uno spostamento orizzontale di 10 mm

La tabella che segue illustra come la capacità portante del dispositivo nei confronti del carico verticale in corrispondenza di uno spostamento orizzontale di 88 mm (18562 kN) sia superiore al massimo carico verticale di calcolo (11399 kN).

P1	21220	kN
P2	8310	kN
d1	10	mm
d2	350	mm
dx	80	mm
Px	18562	kN

6.5.8. 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	303	240
3	ENV - SLV	Combination	Min	-305	-239
3	ENV SLC	Combination	Max	313	248
3	ENV SLC	Combination	Min	-314	-247
3	ENV SLD	Combination	Max	145	111
3	ENV SLD	Combination	Min	-146	-109
TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
110	ENV - SLV	Combination	Max	292	294
110	ENV - SLV	Combination	Min	-289	-294
110	ENV SLC	Combination	Max	302	303
110	ENV SLC	Combination	Min	-298	-304
110	ENV SLD	Combination	Max	141	136
110	ENV SLD	Combination	Min	-138	-136

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

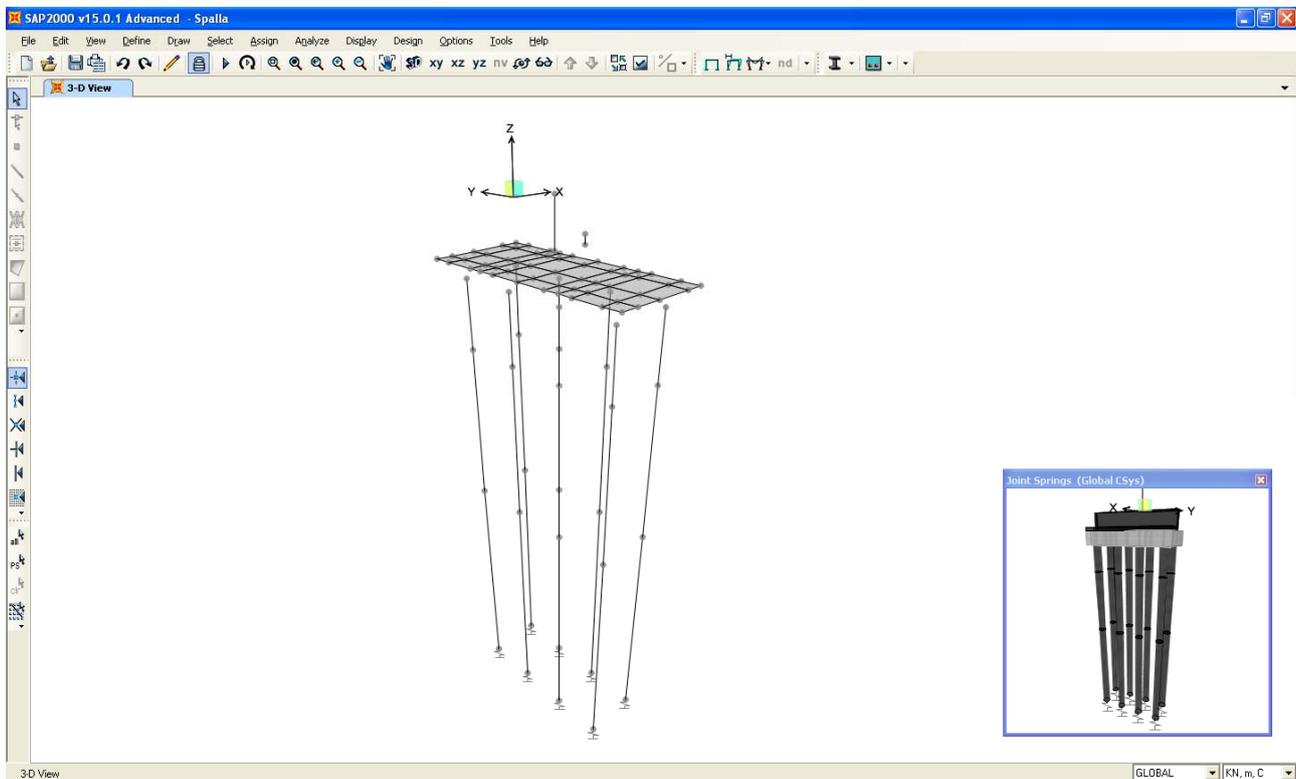
- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 150 mm;
- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 150 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 350 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 320 mm.

Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla sarà non inferiore a 350 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:

- Altezza del muro paraghiaia: 3.5 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 12.8 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: 12.8 m;
- Numero di pali: 8;
- Diametro pali: 1200 mm;
- Lunghezza pali: 37.0 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/m per il primo tratto di lunghezza 4.0 m, pari a $K_h = 17676$ KN/m/m per il secondo tratto di lunghezza 10.0 m e $K_h = 50082$ KN/m/m per l’ultimo tratto di lunghezza 23 m (schematizzazione del terreno alla “Winkler”) e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza $K_h = 602365$ 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 il basso); si precisa che dal momento che le spalle risultano avere direzione trasversale sostanzialmente coincidente con l’asse X del sistema di riferimento globale utilizzato nel modello di calcolo, per quanto attiene alle reazioni del vento si prende in considerazione il vento agente lungo tale direzione (V_x).

	N	M	V
Permanenti	2499.4	-4.5	9.0
Veicoli Nmax	2757.8	-420.3	-9.9
Veicoli Mmax	1038.8	4742.9	-9.9
Veicoli Nmin	-563.3	-58.3	12.3
Vento	7.8	119.0	-238.0

- 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.

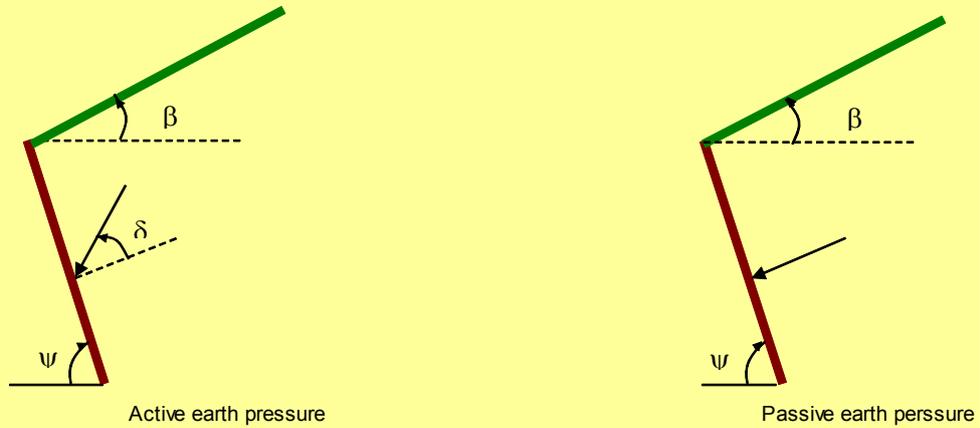
Angolo di resistenza al taglio del terreno $\phi' = 38^\circ$;

Peso dell’unità di volume del terreno $\gamma = 19.5$ 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.



INPUT DATA

Case:	1	(-)
1 "Water table level under the supporting structure"		
2 "Impermeable soil in seismic condition under the water table"		
3 "High seismic permeability soil under the water table"		
ϕ = shear resistance angle of soil	38.0	(<45°)
ψ = batter of soil wall side with horizontal	90.0	(°)
β = slope of soil surface with horizontal	0.0	(°)
δ = friction angle wall-soil	0.0	(°)
γ = natural soil unit weight	18.5	(kN/m ³)
γ_d = dry soil unit weight	18.5	(kN/m ³)
γ_w = water unit weight	8.5	(kN/m ³)
k_h = horizontal seismic coefficient	0.373	(-)
k_v = vertical seismic coefficient	0.000	(-)

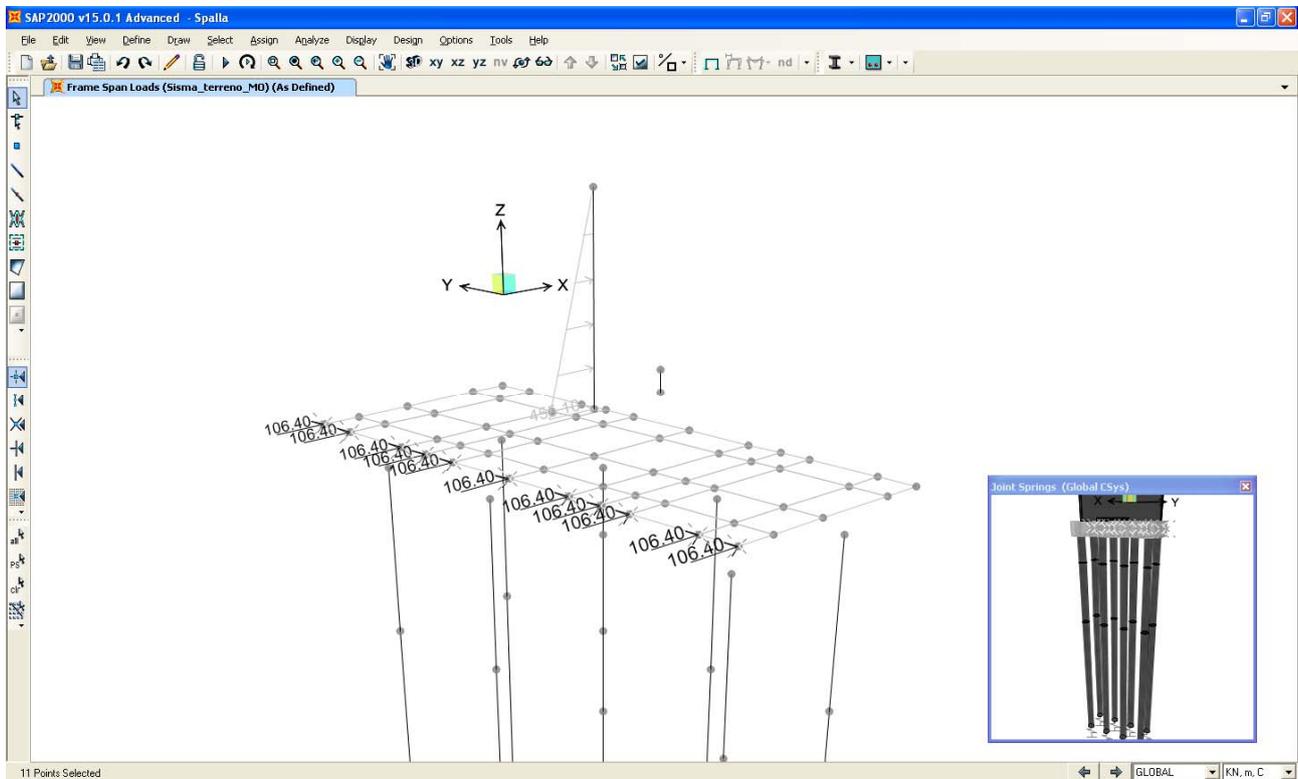
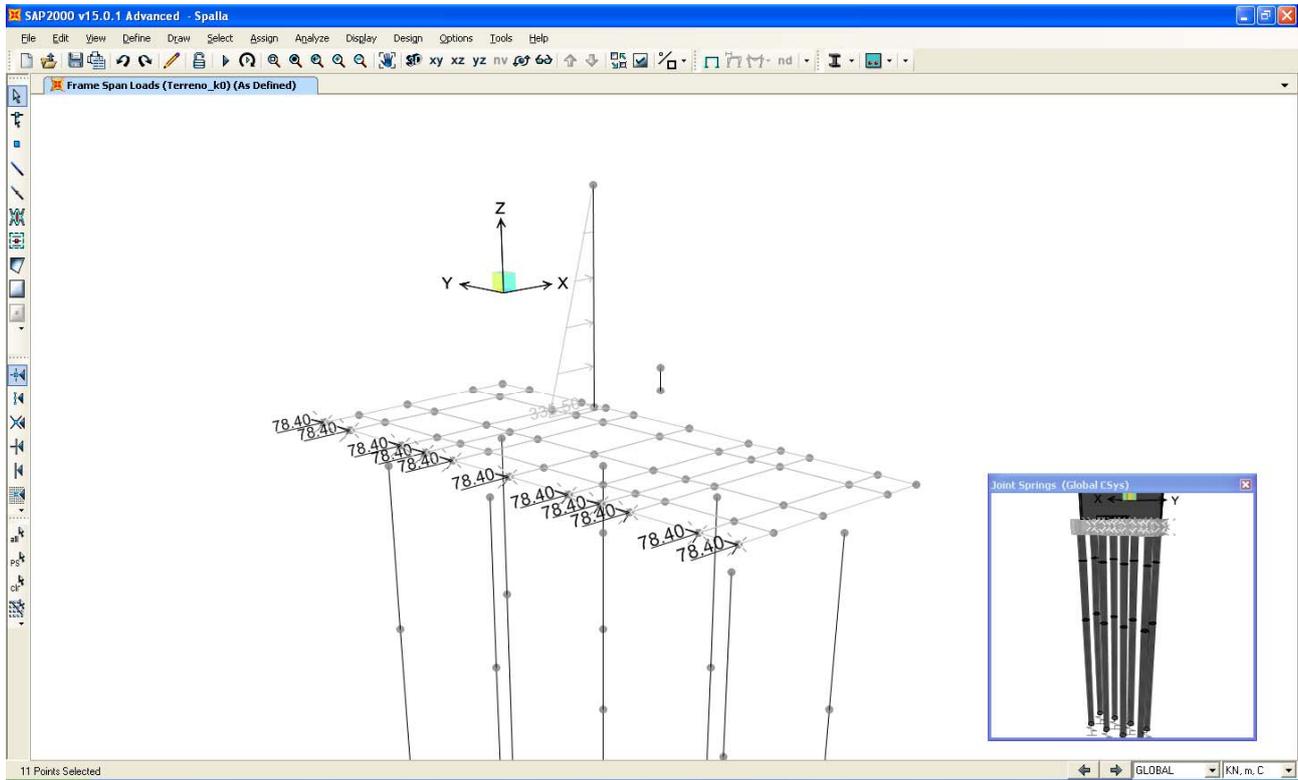
OUTPUT

Seismic conditions (Mononobe-Okabe)

k_a	0.496
k_p	3.36

$$K_{a,assunto} = 0.496 * 1.05 = 0.521$$

Considerando una larghezza di spalla pari a 12.8 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 0.373 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.373 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

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 0.148 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.187 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- 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:

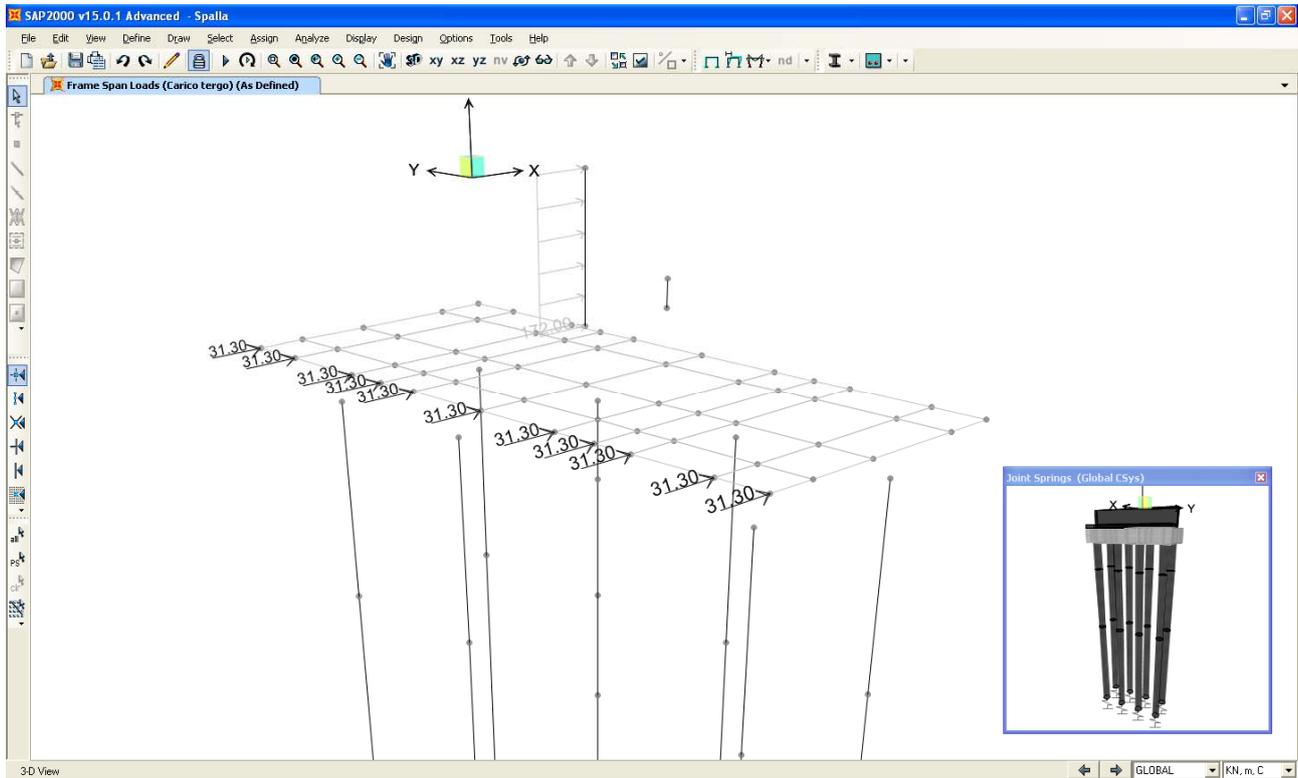
$$p_{\text{sup}} = 46.64 \text{ KPa.}$$

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

$$p_{\text{inf}} = 18.6 \text{ KPa.}$$

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

$$q = 35.0 \text{ KPa.}$$



- Per quanto riguarda il peso del terreno imbarcato, si è assegnato un carico uniformemente distribuito sulla superficie degli elementi "areas" interessati. Il valore assegnato vale:

$$q_{t,imb} = 19.5 \cdot 3.5 = 68.3 \text{ KPa.}$$

In accordo con il punto 7.9.5.6 delle NTC08, il dimensionamento della spalla in condizione sismica è stato eseguito separatamente per la direzione longitudinale e trasversale; in particolare, data la geometria della spalla e il fatto che l'impalcato è isolato sismicamente, si trascura l'analisi trasversale in quanto non dimensionante i pali della spalla.

Si sono analizzate le seguenti combinazioni di carico per lo SLU e SLV.

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 _{MAX}	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - M _{MAX}	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N _{MIN}	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 _{MAX}	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - M _{MAX}	0.75	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N _{MIN}	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

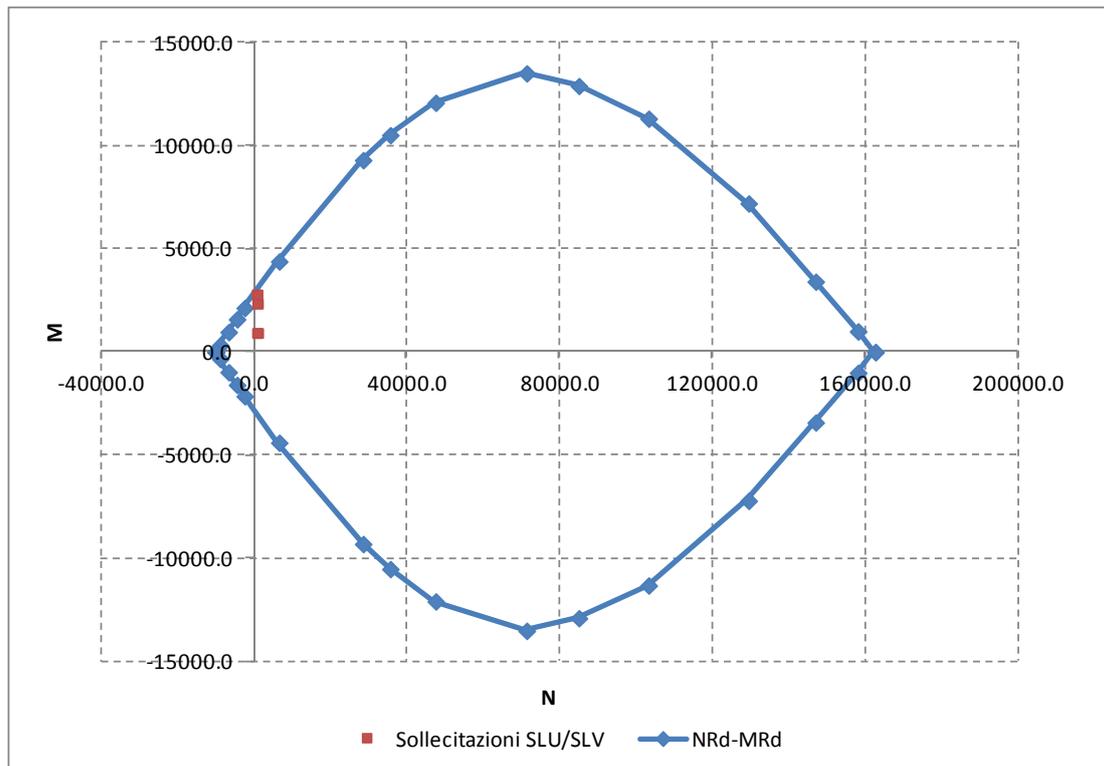
Il paramento frontale della spalla è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso-flessione retta e di taglio alla sezione di base del paramento (sezione maggiormente sollecitata). I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 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 16 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	-907.2	792.6	0.0	0.0	0.0	924.7
3	0	SLV1	Combination	-672.0	1861.9	0.0	0.0	0.0	2793.7
3	0	SLU2	Combination	-907.2	792.6	0.0	0.0	0.0	924.7
3	0	SLU3	Combination	-672.0	792.6	0.0	0.0	0.0	924.7
3	0	SLV2	Combination	-546.3	1861.9	0.0	0.0	0.0	2793.7
3	0	SLU4	Combination	-672.0	792.6	0.0	0.0	0.0	924.7
3	0	SLU5	Combination	-907.2	1605.3	0.0	0.0	0.0	2346.9
3	0	SLU6	Combination	-672.0	1605.3	0.0	0.0	0.0	2346.9
3	0	SLV3	Combination	-797.7	1861.9	0.0	0.0	0.0	2793.7



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:

- $V_{Ed} = 1861.9$ 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).

Dati		
b (mm)	12800.0	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_{sl} (mmq)	12868.0	armatura longitudinale
k	1.61	fattore di ingranamento
v_{min}	0.42	tensione resistente minima
ρ_l	0.0019	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo
V_{Rd} (KN)	2919.9	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. Si è proceduto, in aggiunta, anche ad eseguire un controllo dell'apertura delle fessure tramite metodo diretto.

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

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

Facendo riferimento al valore w_2 (classe di esposizione XC4 – ambiente aggressivo), si ha che la verifica risulta soddisfatta in quanto barre di diametro 16mm possono essere soggette fino a 200 MPa di trazione e, sotto questo valore di tensione, avere interasse fino a 250 mm.

Si è proceduto anche ad una verifica tramite metodo diretto stimando l'apertura delle fessure. Si veda la seguente Figura in cui viene calcolata la tensione nella fibra di conglomerato cementizio maggiormente tesa in ipotesi di sezione totalmente reagente.

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]
1	1280	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	128.68	6
2	128.68	54

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

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

N _{Ed}	540	672	kN
M _{xEd}	0	1475.1	kNm
M _{yEd}	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	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c -1.835 N/mm²
 σ_c 1.668 N/mm²
 ϵ_s 0.09885 ‰

Verifica
 N° iterazioni: 5
 Precompresso

Dal momento che la resistenza a trazione del conglomerato cementizio ai fini dello stato limite di formazione delle fessure vale $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.68$ MPa, si ha che per il caso in esame la combinazione di sollecitazioni non comporta la formazione di fessure.

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

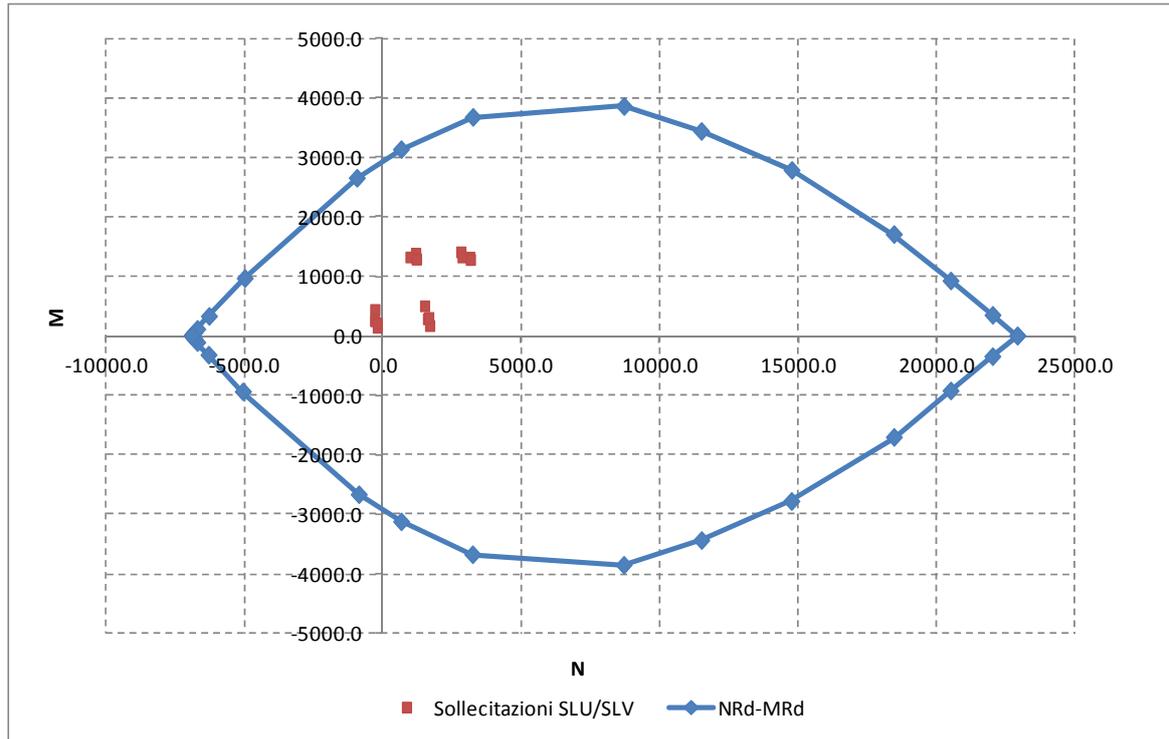
La sezione dei pali di fondazione delle spalle è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione retta si 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 dall'unica combinazione "ENV-SLU/SLV" ottenuta dall'involuppo di 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 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	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	309.1	-224.1	-21.3	0.0	-127.2	-162.5
1	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1172.6	-548.8	-69.8	0.0	-334.8	-1102.7
2	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	304.5	-239.4	57.5	0.0	327.9	-160.7
2	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-971.5	-547.7	-1.1	0.0	52.9	-1098.6
7	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	214.3	-225.9	-6.6	0.0	-41.2	-108.6
7	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1186.7	-543.7	-39.2	0.0	-151.5	-1069.2
9	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	212.7	-230.2	24.8	0.0	138.3	-106.3
9	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1201.5	-543.4	-13.8	0.0	-20.6	-1067.8
31	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1600.5	-223.9	-29.2	0.0	-170.5	-159.7
31	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-2804.8	-548.9	-83.2	0.0	-393.7	-1103.4
32	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1494.9	-238.8	67.3	0.0	384.3	-157.4
32	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-2850.0	-547.8	-6.5	0.0	39.1	-1099.4
35	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1679.8	-221.8	-19.0	0.0	-112.4	-80.8
35	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-3129.9	-543.3	-56.4	0.0	-258.9	-1066.8
37	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1643.0	-225.1	42.4	0.0	240.2	-77.2
37	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-3149.5	-542.9	-16.5	0.0	-18.7	-1065.3

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.



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):

- $V_{Ed} = 666.2$ 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 10 mm e passo pari a 150 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).

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)	156.0
s (mm)	150.0
$ctg\theta_{calcolato}$	4.46
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	834.4
V_{Rd2} (kN)	2405.8
V_{Rd} (kN)	834.4

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta; l'armatura assunta è pari a circa 1040 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. Si è proceduto, in aggiunta, anche ad eseguire un controllo dell'apertura delle fessure tramite metodo diretto.

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: 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_{Ed}: 884 490 kN
 M_{xEd}: 0 225 kNm
 M_{yEd}: 0 563

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

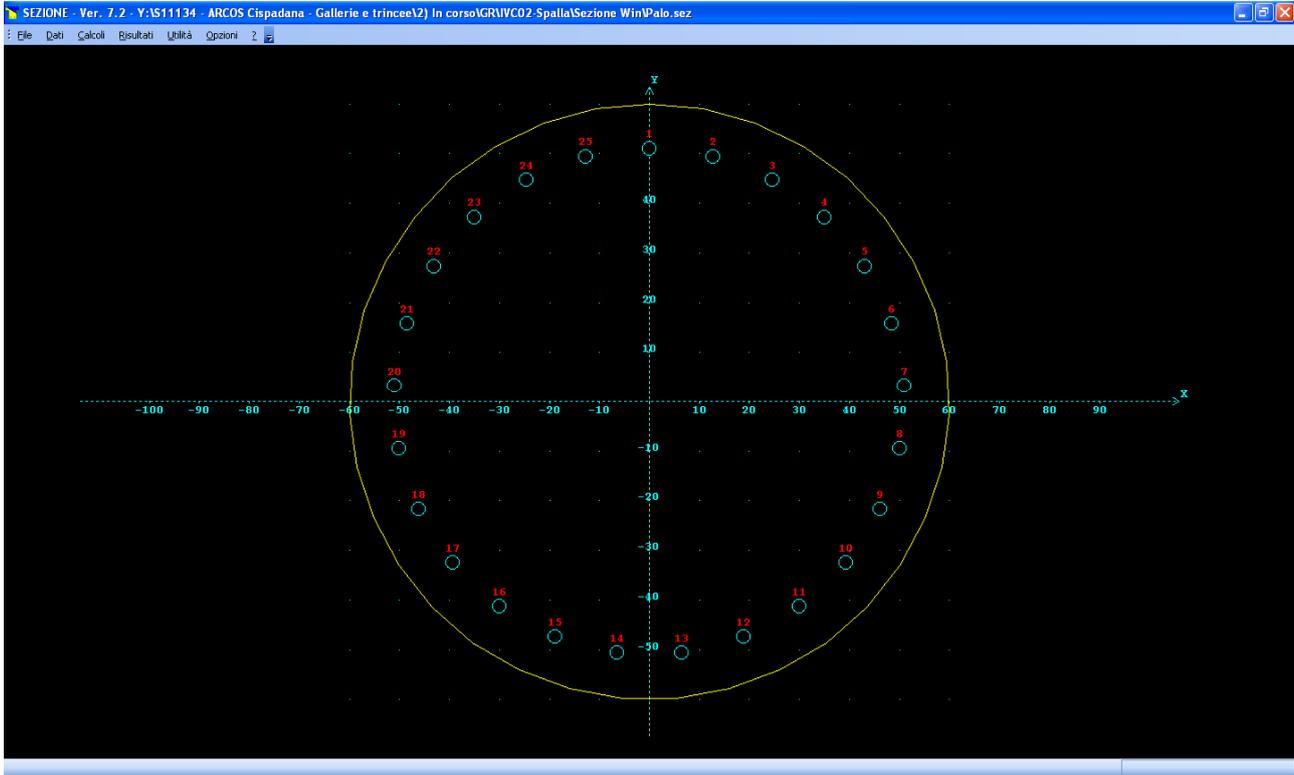
B450C C25/30

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

σ_c : -4.265 N/mm²
 σ_s : 82.51 N/mm²
 ϵ_s : 0.4126‰
 d: 110.9 cm
 x: 48.44 x/d: 0.4368
 δ : 0.9859

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera 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 con il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft.



VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -2.38 N/mm²; $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.13$ N/mm², $f_{ctk} = -2.15$ N/mm²
 $c = 7.50$ cm; $A_{eff} = 2660.27$ cm²; $A_s = 63.62$ cm²; $\rho = A_s/A_{eff} = 0.023914$; $s = 12.78$ cm
 $\phi = 3.00$ cm; $k_2 = 0.4000$; $k_3 = 0.1250$; $s_{rm} = 23.8293$ cm; $\zeta = 0.40000$
 $\sigma_t = -2.38$ N/mm²; $\sigma_s = -82.64$ N/mm²; $\beta_1 = 1.00$; $\beta_2 = 0.50$; $\epsilon_{sm} = 0.000160$
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.0650$ mm < $w_3 = 0.4$ mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

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

σ_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.

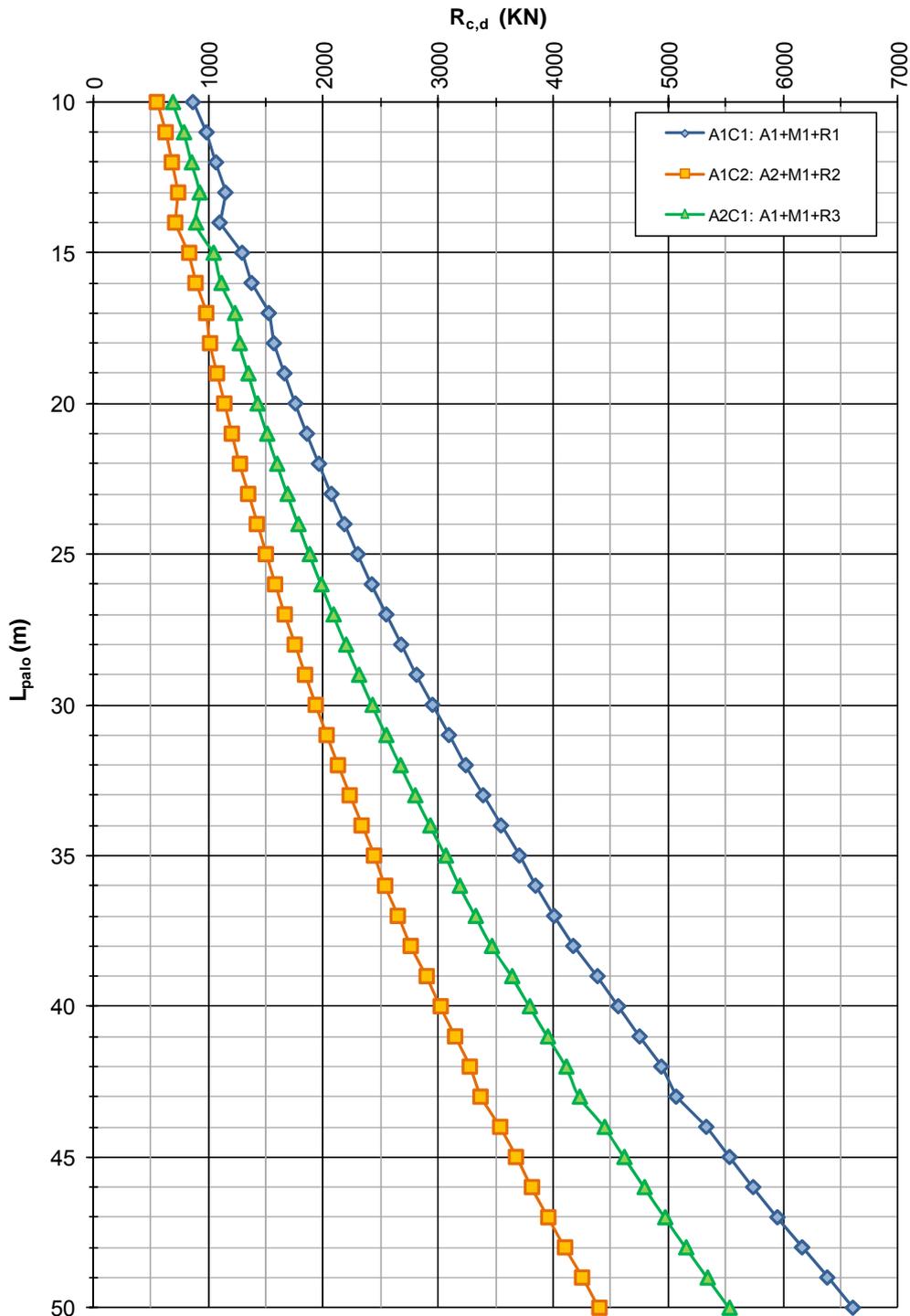
7.1.5. Verifica a capacità portante per carichi verticali

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 37.0 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):

$$R_{cd} = 3326.0 \text{ KN}$$

ICV02 - Cavalcavia rampa Sud-Ovest - ZO F
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

- $N_{Ed} = 3149.5 \text{ KN}$.

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 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; si assume $E_v=0.7$.

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

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim} = 18625.6 \text{ kN}$$

dove:

N = è il numero di pali della palificata = 8;

$E_v = 0.7$;

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

Per confrontare la capacità portante con l'azione assiale globale della palificata conviene dedurre la "base reaction" verticale direttamente dal modello di calcolo depurandola del peso proprio dei pali (fattorizzato per 1.35). Si ha quanto segue.

Base Reactions

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1956.859	221.805	27523.804	576.0315	39132.2703	1020.303
	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-7659.191	-9	15440.49	-6051.5685	-80809.2478	-41.4

Record: 1 of 2 Add Tables... Done

La massima azione verticale globale vale pertanto 27523.8 KN a cui va sottratto il peso dei pali (fattorizzato per 1.35):

$$N_{Ed} = 27523.8 - 8 \cdot 1046.2 \cdot 1.35 = 16225.4 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} < Q_{lim,N}$$

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, 309.1 KN a cui corrisponde il seguente momento resistente della sezione.

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_{Ed}: -390 490 kN
 M_{xEd}: 0 225 kNm
 M_{yEd}: 0 563

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 Mx-My

angolo asse neutro θ°: 0

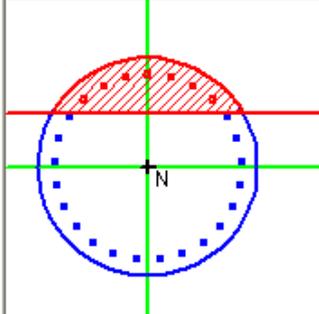
Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 ?
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

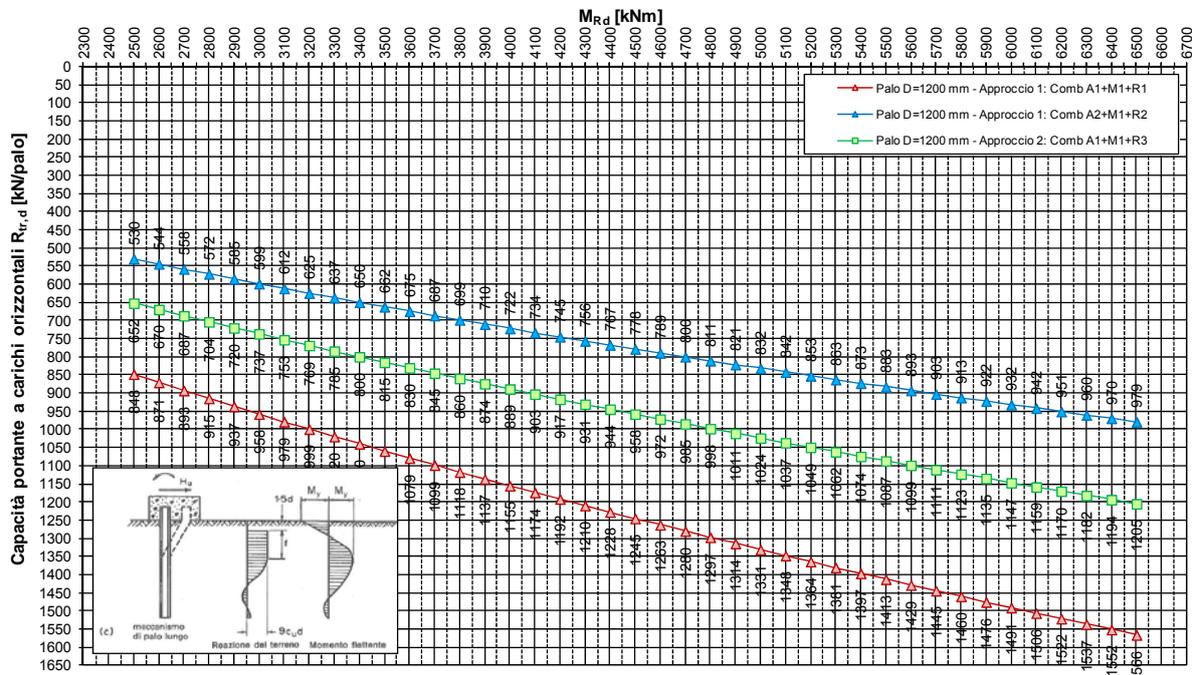
M_{xRd}: 2 826 kN m
 M_{yRd}: 0 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 9.123 ‰
 d: 110.6 cm
 x: 30.67 x/d: 0.2773
 δ: 0.7866



Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{R,d} = 704.0 \text{ KN} > V_{Ed} = 666.2 \text{ KN}.$$

Pali di fondazione - Opera ICV02 - ZO F
Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
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 (H_{Ed} è l'azione ottenuta sommando tutti i massimi in valore assoluto dell'azione tagliante agente longitudinalmente e il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 8 \cdot 769 = 4921.6 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = 4366.6 \text{ kN}$$

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

La verifica risulta pertanto soddisfatta.