

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

### NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA

#### U.O. INFRASTRUTTURE SUD

#### PROGETTO DEFINITIVO

#### TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

#### STAZIONE DI CATENANUOVA

#### FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3E 50 D 78 CL FV0102 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	M.Piscitelli	Dic. 2019	A.Iorio	Dic. 2019	F.Sparacino	Dic. 2019	Tiberti Dicembre 2019

## INDICE

1	PREMESSA .....	7
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO .....	8
3	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	13
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	14
4.1	STRUTTURE DI FONDAZIONE E ELEVAZIONE MURI AD U (SPALLE A E B E PILA 3) .....	14
4.2	STRUTTURE ELEVAZIONE PILE (PILA 1 E 2) .....	14
4.3	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE PREFABBRICATE (ELEMENTI SPIROLL) .....	15
4.4	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE B450C .....	16
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	17
5.1	MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO .....	18
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	19
7	ANALISI DEI CARICHI .....	23
7.1	PESI PROPRI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI IN CEMENTO ARMATO .....	23
7.2	PESO PROPRIO DELLE LASTRE PREFABBRICATE ALVEOLARI DELL'IMPALCATO .....	23
7.3	PESO PROPRIO DELLA SOLETTA IN OPERA DELL'IMPALCATO .....	23
7.4	CARICHI PERMANENTI PORTATI SULL'IMPALCATO .....	23
7.4.1	<i>Finitura superiore dell'impalcato</i> .....	23
7.4.2	<i>Carter metallico</i> .....	23
7.4.3	<i>Parapetto laterale (antivandalico)</i> .....	23
7.5	CARICHI ACCIDENTALI .....	24
7.5.1	<i>Carico accidentale da folla</i> .....	24
7.5.2	<i>Azione della neve</i> .....	24
7.5.3	<i>Azione del vento</i> .....	25
7.6	AZIONI SULLE PILE DOVUTE AI SISTEMI ELEVATORI .....	28
7.6.1	<i>Posizione dei carichi sul vano</i> .....	28

7.7	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI.....	29
7.8	CARICHI ECCEZIONALI.....	30
7.8.1	<i>Urto da traffico ferroviario sulle pile.....</i>	30
7.9	AZIONI STATICHE SULLE SPALLE .....	30
7.9.1	<i>Spinta dei terreni.....</i>	30
7.9.2	<i>Spinta dovuta ai sovraccarichi.....</i>	31
7.10	AZIONE SISMICA SULLE SPALLE .....	31
7.10.1	<i>Azione inerziale delle masse.....</i>	31
7.10.2	<i>Sovrappinta dinamica dei terreni .....</i>	31
8	COMBINAZIONI DI CARICO .....	33
8.1	COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE.....	34
8.2	RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI DI CARICO.....	34
9	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE LASTRE PREFABBRICATE ALVEOLARI DELL'IMPALCATO .....	35
10	ANALISI E VERIFICA PILA.....	36
10.1	MODELLO DI CALCOLO .....	36
10.2	APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI.....	37
10.2.1	<i>Carico permanente sulle mensole della pila .....</i>	37
10.2.2	<i>Carico accidentale da folla sulle mensole della pila.....</i>	37
10.2.3	<i>Peso proprio trasmesso dall'impalcato.....</i>	38
10.2.4	<i>Carichi permanenti trasmessi dall'impalcato .....</i>	38
10.2.5	<i>Peso proprio trasmesso dalle scale.....</i>	39
10.2.6	<i>Carichi permanenti portati trasmessi dalle scale.....</i>	39
10.2.7	<i>Carichi accidentali da folla trasmessi dall'impalcato – Campata centrale.....</i>	40
10.2.8	<i>Carichi accidentali da folla trasmessi dall'impalcato – Campata esterna .....</i>	40
10.2.9	<i>Carichi accidentali da folla trasmessi dalle scale – Rampa sinistra.....</i>	41
10.2.10	<i>Carichi permanenti trasmessi dall'impalcato – Campata esterna .....</i>	41
10.2.11	<i>Azione della neve (soletta superiore e impalcato).....</i>	42

10.2.12	Azione della trasmessa dalle scale .....	42
10.2.13	Azione longitudinale del vento (pila).....	43
10.2.14	Azione longitudinale del vento trasmessa dalle scale .....	43
10.2.15	Azione trasversale del vento (pila e impalcato).....	44
10.2.16	Urto longitudinale da automezzo ferroviario .....	44
10.2.17	Urto trasversale da automezzo ferroviario.....	45
10.3	ANALISI ESEGUITE .....	45
10.3.1	Modi propri di vibrare delle strutture .....	45
10.4	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI .....	48
10.4.1	Definizione delle sezioni di verifica.....	48
10.5	SEZIONE DI VERIFICA A .....	49
10.5.1	Sezione e armatura di verifica.....	49
10.5.2	Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione deviata .....	50
10.5.3	Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione deviata – Combinazioni eccezionali .....	52
10.5.4	Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio .....	55
10.5.5	Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio – Combinazione eccezionale.....	58
10.6	SEZIONE DI VERIFICA B .....	61
10.6.1	Sezione e armatura di verifica.....	62
10.6.2	Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione deviata .....	63
10.6.3	Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione deviata – Combinazioni eccezionali .....	65
10.6.4	Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio .....	68
10.6.5	Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio – Combinazione eccezionale.....	72
10.7	SEZIONE DI VERIFICA C .....	75
10.7.1	Sezione e armatura di verifica.....	77
10.7.2	Verifica a Stato Limite ultimo per flessione semplice.....	77
10.7.3	Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio .....	78
10.8	SEZIONE DI VERIFICA D .....	80

10.8.1	Verifica a Stato Limite ultimo per flessione semplice.....	82
10.8.2	Verifica a Stato Limite ultimo per flessione semplice.....	82
10.8.3	Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio .....	83
10.9	VALUTAZIONE DELLE AZIONI MASSIME A ESTRADOSSO ZATTERA DI FONDAZIONE .....	85
11	ANALISI E VERIFICHE MURO AD U COMPRESO TRA LE PARATIE PROVVISORIE .....	86
11.1	MODELLO DI CALCOLO .....	86
11.2	INTERAZIONE TERRENO-FONDAZIONE.....	89
11.3	ANALISI DEI CARICHI.....	90
11.3.1	Peso proprio.....	90
11.3.2	Spinta a riposo del terreno sui piedritti (cond. di carico 7).....	90
11.3.3	Spinta in presenza di falda (cond. di carico 10).....	91
11.3.4	Azioni Sismiche (cond. di carico 11).....	91
11.3.5	Scarichi pile in fondazione .....	93
11.3.6	Riepilogo condizioni di carico.....	94
11.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	95
11.5	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO .....	96
11.6	ARMATURE DI PROGETTO .....	99
11.7	VERIFICHE DI RESISTENZA E FESSURAZIONE.....	99
11.7.1	Impostazioni di progetto.....	99
11.7.2	Verifiche allo SLU.....	101
11.7.3	Verifiche allo SLE .....	102
11.8	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	104
11.8.1	Verifiche a carico limite .....	104
11.8.2	Verifiche a sollevamento solettone di fondo scavo.....	106
12	ANALISI E VERIFICHE SPALLA B .....	108
12.1.1	Modello di calcolo.....	108
12.1.2	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	111



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

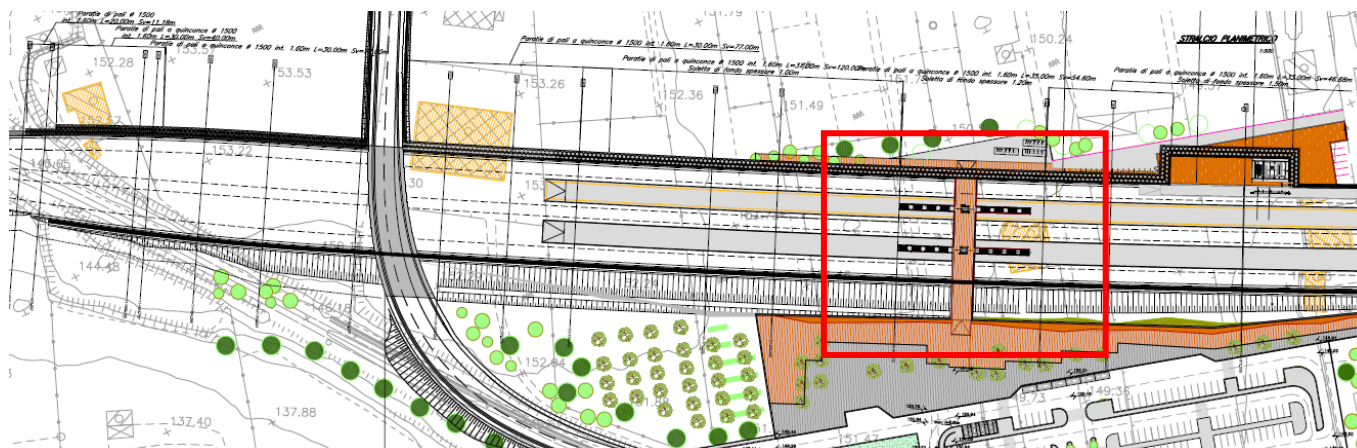
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>RS3E</b>	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	6 di 120

<i>12.1.3 Sezione e armatura di verifica.....</i>	<i>113</i>
<i>12.1.4 Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione – Direzione verticale.....</i>	<i>113</i>
<i>12.1.5 Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione – Direzione orizzontale.....</i>	<i>114</i>
<i>12.1.6 Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio .....</i>	<i>114</i>
<i>12.1.7 Verifica a Stato Limite di fessurazione in direzione verticale .....</i>	<i>115</i>
<i>12.1.8 Verifica a Stato Limite di fessurazione in direzione orizzontale .....</i>	<i>118</i>

## 1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo relativo alla tratta a semplice binario Dittaino – Catenanuova del Nuovo Collegamento Palermo – Catania. L’intera tratta Dittaino – Catenanuova ha uno sviluppo complessivo di circa 22,8 km.

La presente relazione contiene le verifiche strutturali delle pensiline in acciaio da realizzare alle estremità del sovrappasso della Nuova Stazione di Catenanuova ubicata tra le pk. 21+097 – 21+807 circa.



**Figura 1 – Planimetria con ubicazione intervento**

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

La passerella pedonale presenta una lunghezza complessiva pari a 54.67 m, suddivisa su 4 campate di lunghezza (netta) rispettivamente pari a 10.01 m, 12.55 m, 9.42 m e 12,75 m.

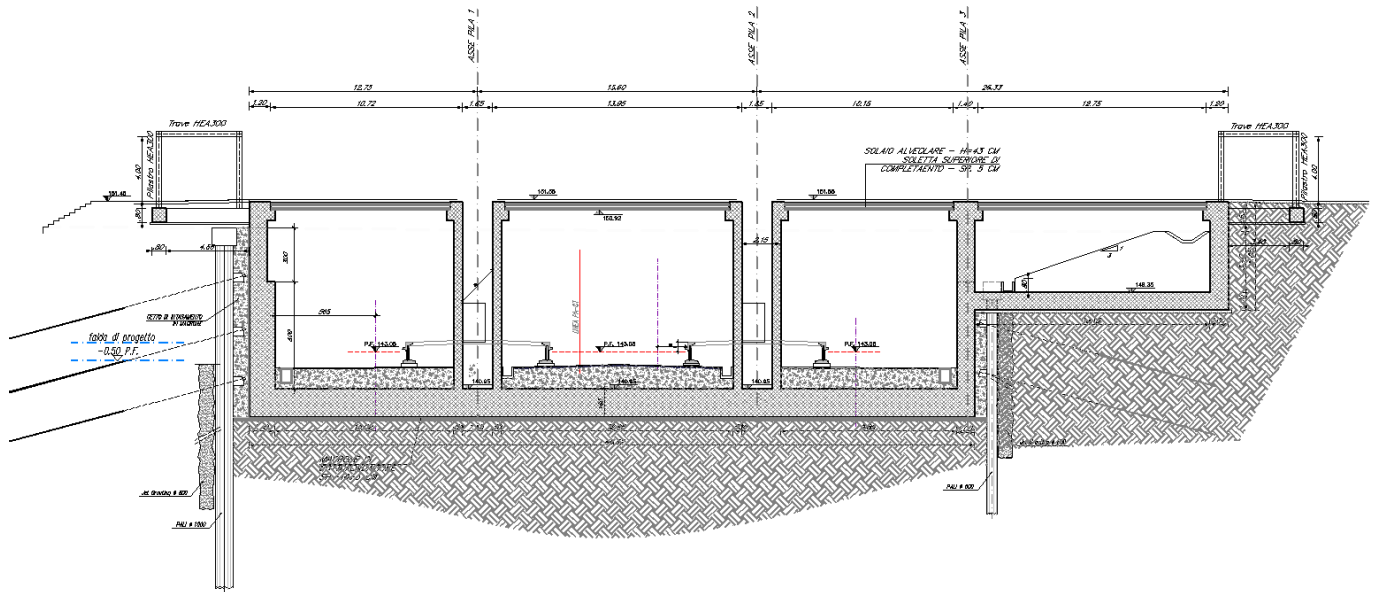


Figura 2: Sezione longitudinale sovrappasso

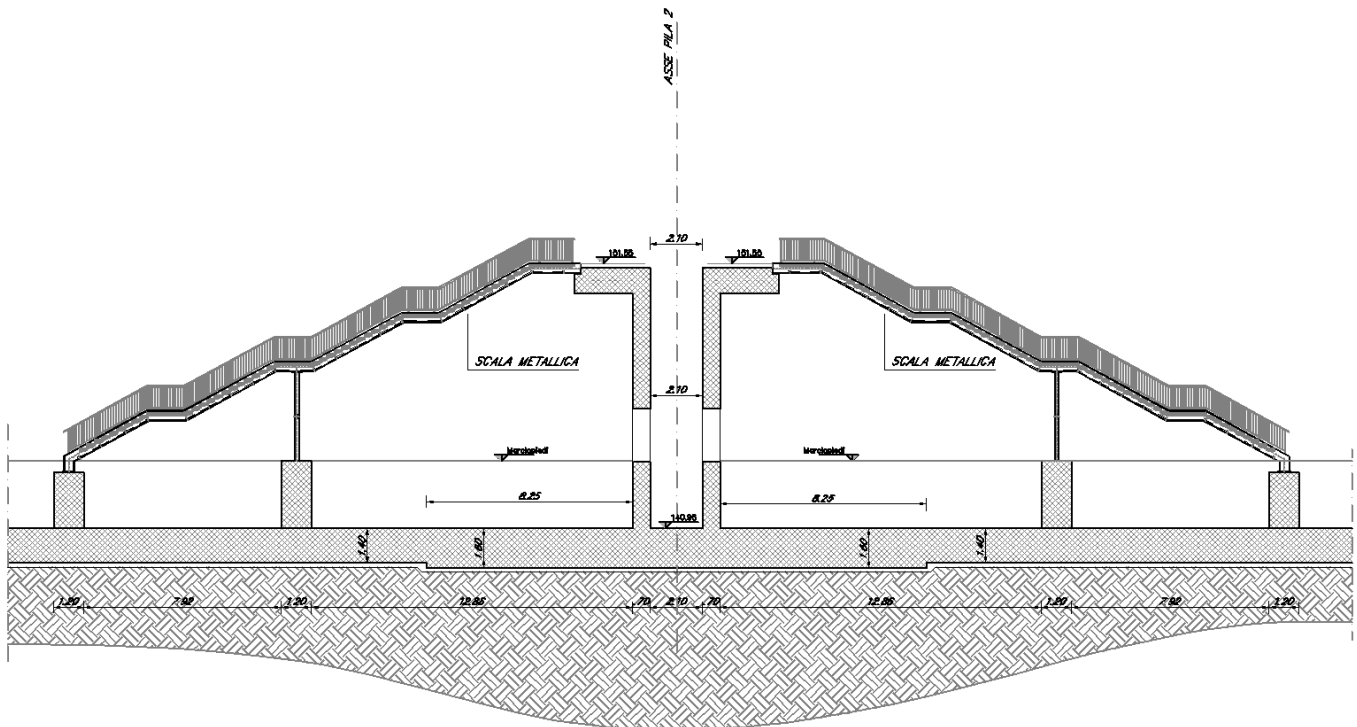
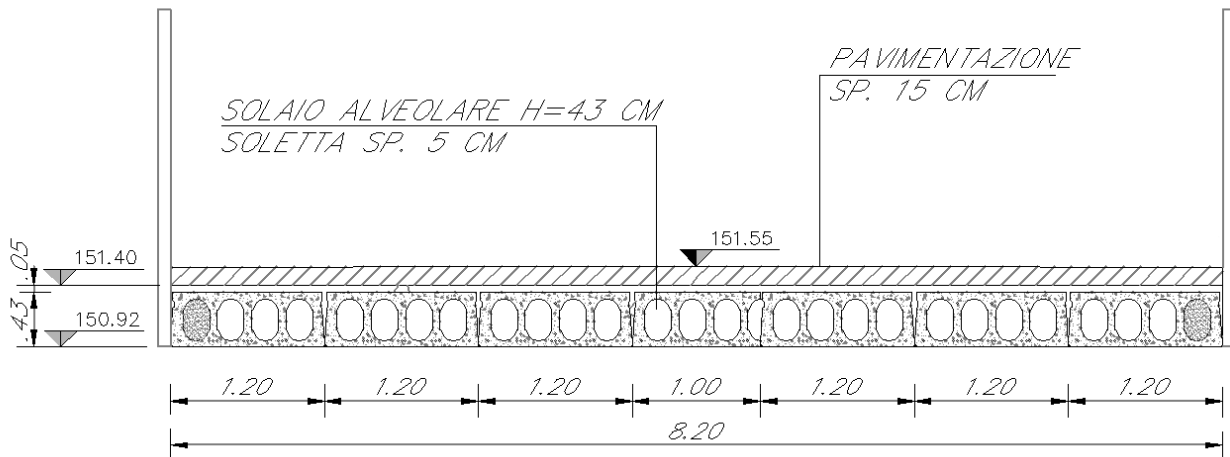


Figura 3: Sezione Trasversale sovrappasso

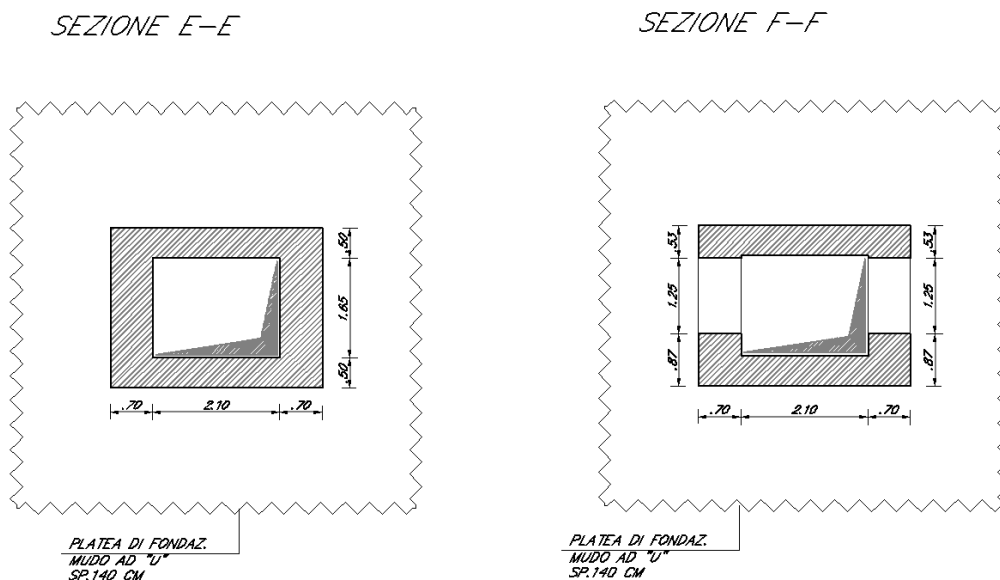


L'impalcato, di larghezza pari a 8,20 m è realizzato mediante lastre alveolari pretese tipo SPIROLL dello spessore di 43 cm (modulo base di larghezza 120 cm), sormontate da un getto di solidarizzazione armato di spessore pari a 5 cm.

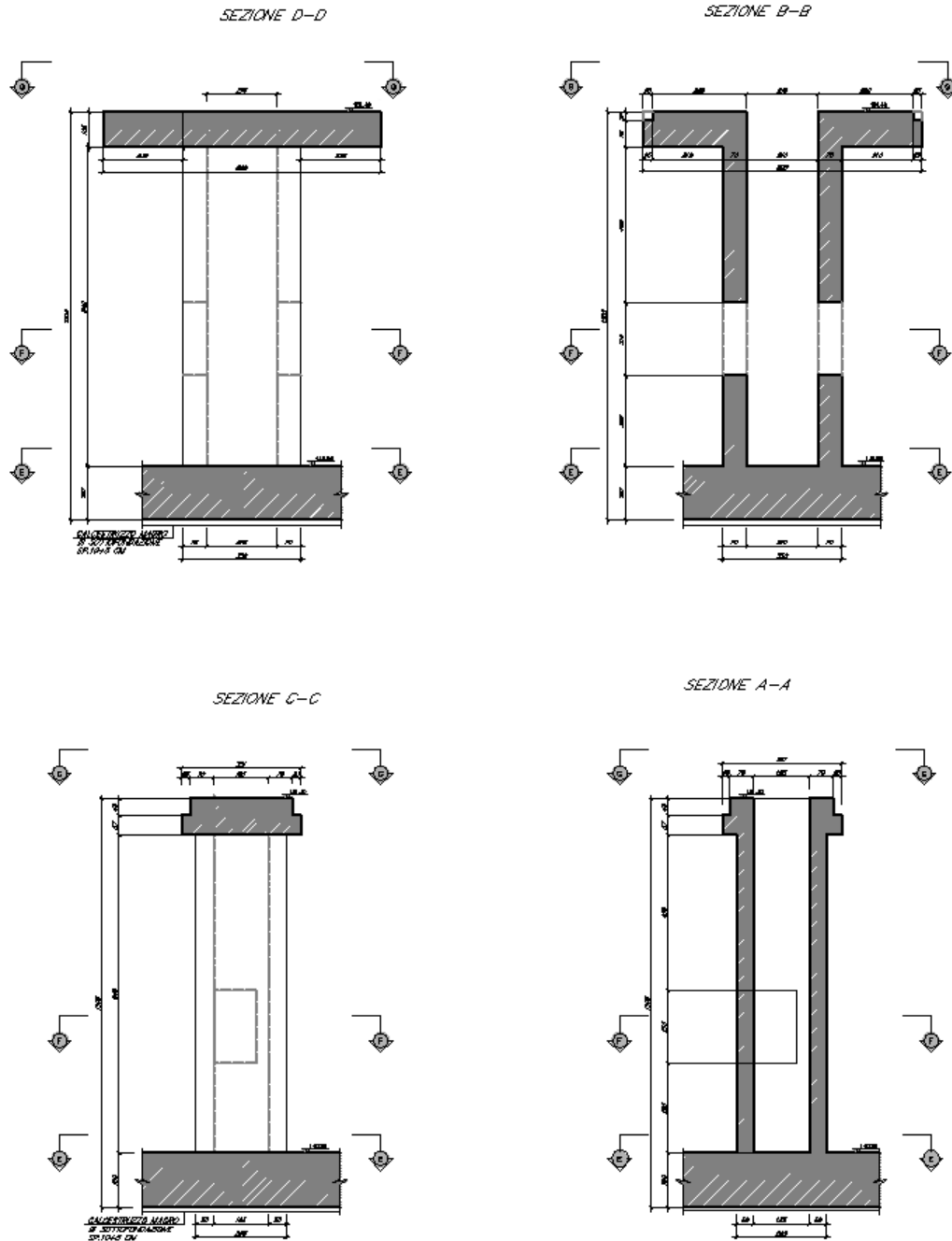


**Figura 4: Sezione trasversale impalcato sovrappasso**

Le pile 1 e 2 svolgono la duplice funzione di sostegno dell'impalcato e di vano ascensore per l'accesso alla passerella superiore. L'altezza totale, valutata a partire dallo spiccato, è pari a 10,45 m. La sezione corrente nel tratto inferiore (sez. E-E) è scatolare con lati di dimensione 350 e 265 cm. I lati maggiori presentano uno spessore di 50 cm, mentre i lati minori presentano uno spessore di 70 cm. Sui lati corti sono presenti due aperture simmetriche 125 x 215 cm, per consentire l'accesso all'ascensore (sez. F-F).



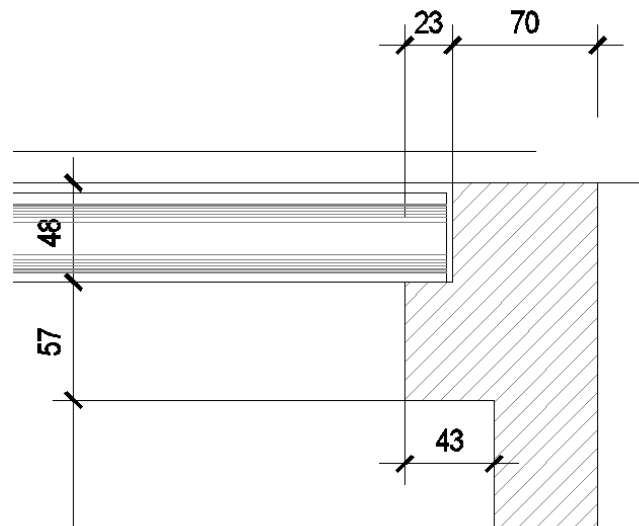
**Figura 5: Sezione Pile**



**Figura 6: Sezione trasversale e longitudinale pile**

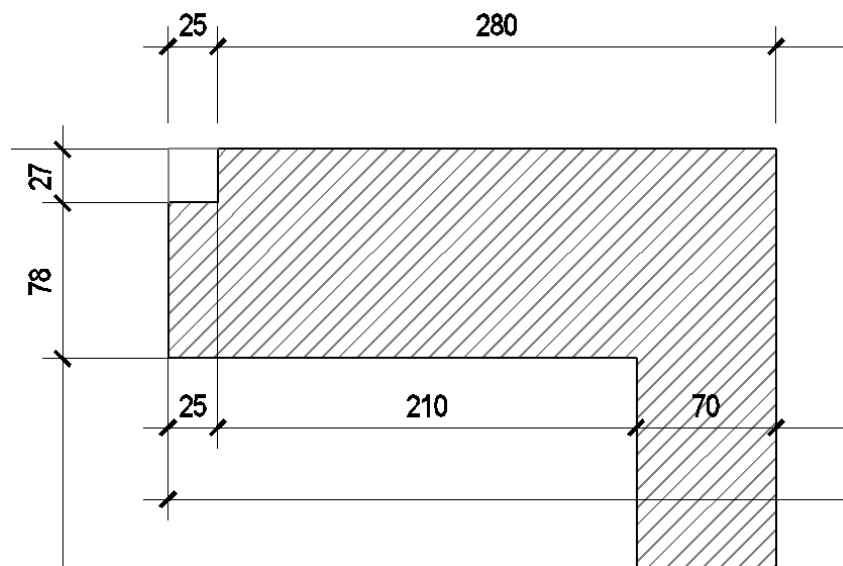
Mentre la pila 3 è costituita da un unico setto in c.a. di spessore pari a 100 cm altezza massima di 10.45m, per la campata di sx, e altezza minima di 5.05m per la campata di dx. Tale pila altro non è che uno dei piedritti, che insieme a quello costituente la spalla A, costituisce il muro ad “U” che accoglie l’intero corpo di stazione.

L’appoggio delle lastre dell’impalcato avviene su mensole longitudinali di lunghezza pari a 43 cm e spessore pari a 105 cm.



**Figura 7: Particolare appoggio lastre di impalcato**

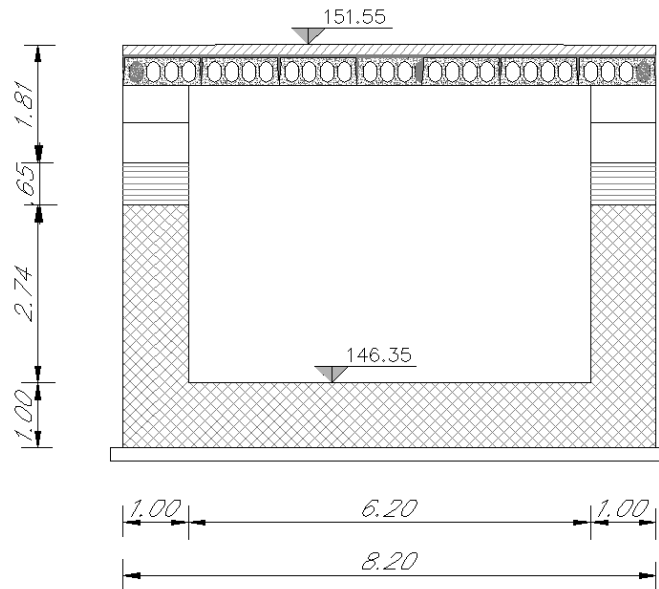
L'appoggio delle travi principali delle scale metalliche laterali di accesso alla passerella avviene su mensole trasversali di lunghezza pari a 235 cm e spessore pari a 105 cm.



**Figura 8: Particolare appoggio scala metallica**


La struttura di fondazione è costituita da un'unica platea di fondazione, che costituisce anche la fondazione del muro ad "U" che racchiude l'intero corpo della stazione di Catenanuova e le cui pareti costituiscono altresì le spalle del sovrappasso in esame. Lo spessore della platea al di sotto delle pile è di 1.60m per una larghezza di 20m (10 m a destra e a sinistra rispetto all'asse della pila) per poi diventare pari a 1.40 m.

Per quanto riguarda invece la platea di fondazione in corrispondenza del muro ad U della spalla B lo spessore è pari a 1,0m:



**Figura 9: Sezione trasversale D-D**

La spalla A presenta una altezza complessiva (da spiccatto fondazione) pari a circa 10.45 m e spessore massimo, alla base, pari a 140 cm e minimo in sommità pari a 100 cm. La spalla B presenta altezza di 5.05 m e spessore di 100 cm.

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA</b> PROGETTO DEFINITIVO TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA					
	FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3E</b>	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FV 01 02 001	REV. A

### 3 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento:

#### Normative e Documenti tecnici generali

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti, DM 14 gennaio 2008 – «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Circolare Applicativa n 617 del 2 Febbraio 2009 - «Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

#### Documenti Tecnici RFI e/o di ambito ferroviario

- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture ( RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [8] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A – rev 30/12/2016)
- Rif. [9] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [10] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 7 / Geologia (RFI DTC SI CS GE IFS 001 A – rev 22/12/2017)
- Rif. [11] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Rif. [12] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFIDTCSICSSPIFS005 B - rev 22/12/2017)

#### 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 14 gennaio 2008. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche.

##### 4.1 Strutture di Fondazione e elevazione Muri ad U (spalle A e B e pila 3)

Per le strutture in fondazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione	C30/37	Classe minima di consistenza
XC3	$f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$	S3 – S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	38.7	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	20.45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	2.94	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.06	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.5	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.37	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33019	N/mm <sup>2</sup>

##### 4.2 Strutture elevazione Pile (pila 1 e 2)

Per le strutture in elevazione delle pile si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione	C32/40	Classe minima di consistenza
XC4	$f_{ck} \geq 32 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$	S3 – S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:


FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>RS3E</b>	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	15 di 120

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	$R_{ck}$	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	22.13	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.45	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33642	N/mm <sup>2</sup>

#### 4.3 Calcestruzzo per strutture prefabbricate (elementi SPIROLL)

Per la realizzazione delle strutture prefabbricate (elementi SPIROLL) verrà impiegato il calcestruzzo con classe di resistenza **C45/55** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C45/55 		
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	<b>55.00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	<b>45.65</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$f_{cm}$	<b>53.65</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	<b>25.87</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	<b>3.83</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	<b>2.68</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	<b>1.79</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico istantaneo	$E_c$	<b>42 272.33</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio	$E_{cm}$	<b>35 830.00</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	16 di 120

#### 4.4 Acciaio Per Armature Ordinarie B450c

B450 C (controllato in stabilimento)

$f_{yk}$  = 450 MPa tensione caratteristica di snervamento

$f_{yd}$  =  $f_{yk} / 1.15 = 391$  MPa tensione caratteristica di calcolo

$E_s$  = 210000 MPa modulo elastico

Stato limite di esercizio SLE RARA:  $\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360$  MPa





**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	17 di 120

## 5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento Geotecnico dell'area interessata dalla realizzazione delle opere della Stazione di Catenanuova ci si è riferiti a quanto indicato nella seguente documentazione Geotecnica Generale di Progetto:

GEOTECNICA	
Profilo longitudinale geotecnico - Tav.14 di 15	R S 3 E 5 0 D 7 8 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 8 A
Profilo longitudinale geotecnico - Tav.15 di 15	R S 3 E 5 0 D 7 8 F 6 G E 0 0 0 5 0 0 9 A

In corrispondenza dell'opera sono state eseguite le seguenti indagini.

INDAGINI IN SITO								
Sondaggio	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	N. prove SPT	N. campioni indisturbati	N. campioni rimaneggiati	N. campioni litoidi	Piezometro TA/prova DH	Prova Lefranc, profondità [m]
S1	30.0	148.5	8	2	5	-	TA [1-9]	5
D31	30.0	139.7	6	2	8	-	DH [30]	11.5; 14.5
D32	30.0	152.0	5	3	7	-	TA [3-30]	7.5
D33	30.0	148.0	6	4	9	-	DH [30]	-
TA [m]: profondità tratto filtrante								

Inoltre è disponibile l'indagine sismica MASWV110 e le prove Down-Hole D31 e D33.

## PARAMETRI GEOTECNICI

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	cu [kPa]	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	Vs [m/s]	Go [MPa]	Eo [MPa]	E'op,1 [MPa]
bnc	19.5	75÷100	0÷5	24	170	-	150	Eo / (3÷5)
bni	19.5	-	0	37	220	-	230	Eo / (3÷5)
AAC	20.5	200	10	24	480-800 (**)	-	450-800	Eo / (3÷5)

Dove:

$\gamma$  = peso di volume naturale

cu = resistenza al taglio in condizioni non drenate

c' = coesione drenata

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

Vs = velocità delle onde di taglio

Go = modulo di deformazione a taglio iniziale, ovvero a piccole deformazioni

Eo = modulo di deformazione elastico iniziale, ovvero a piccole deformazioni

E'op,1 = modulo di deformazione operativo per il calcolo dei cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni dirette

E'op,2 = modulo di deformazione operativo per il calcolo dei cedimenti dei rilevati.

(\*\*) da prove sismiche (MASW e DH)

Si rimanda alla relazione geotecnica per ulteriori dettagli.



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	18 di 120

## 5.1 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO

Lungo il tracciato, nel tratto in cui ricade la stazione Catenanuova si intercetta da p.c. una alternanza di alluvionali terrazzate coesive limoso argillose e incoerenti grossolane con spessore da 7 a 15 m di profondità dal p.c., che sovrastano la formazione argillosa di base (AAC).

La stratigrafia di riferimento ed il livello di falda per le varie opere verrà valutata dal profilo stratigrafico longitudinale.

Nel caso in esame:

### STRATIGRAFIA 2

**Pk in (m) : 21262.15      Pk fin (m) : 21460.00      L 197.85**

TERRENO	Prof. m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	c' kPa	$\phi'$ °	E' MPa
BNC	0 ÷ -10	19.5	5	24	30
BNI	-10.0 ÷ -12.0	19.5	0	35	80
AAC	> -12.0	20.5	10	24	120

**FALDA -10.0m da PC**



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	19 di 120

## 6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo con le norme vigenti [NTC – 2008 - § 3.2]. Secondo tali norme, l'entità dell'azione sismica è innanzitutto funzione della sismicità dell'area in cui viene costruita l'opera e del periodo di ritorno dell'azione sismica.

L'opera viene progettata in funzione di una vita nominale pari a 75 anni relativa a “opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale” e rientra nella classe d'uso III relativa a “reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza”. Moltiplicando la vita nominale per il coefficiente di classe d'uso si valuta il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{anni}$$

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l'opera si definisce una probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento. Per il progetto dell'opera in esame si farà essenzialmente riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una  $P_{VR}$  pari al 10% [NTC 2008– Tabella 3.2.I]. Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è possibile valutare il periodo di ritorno  $T_R$ , come previsto nell'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, secondo la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{112.5}{\ln(1 - 0.10)} = 1068 \text{anni}$$

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ , dipendente dall'accelerazione massima al sito  $a_g$  in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce.


Nello specifico, la Normativa attribuisce al generico sito una pericolosità sismica mediante la definizione dei seguenti tre parametri:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

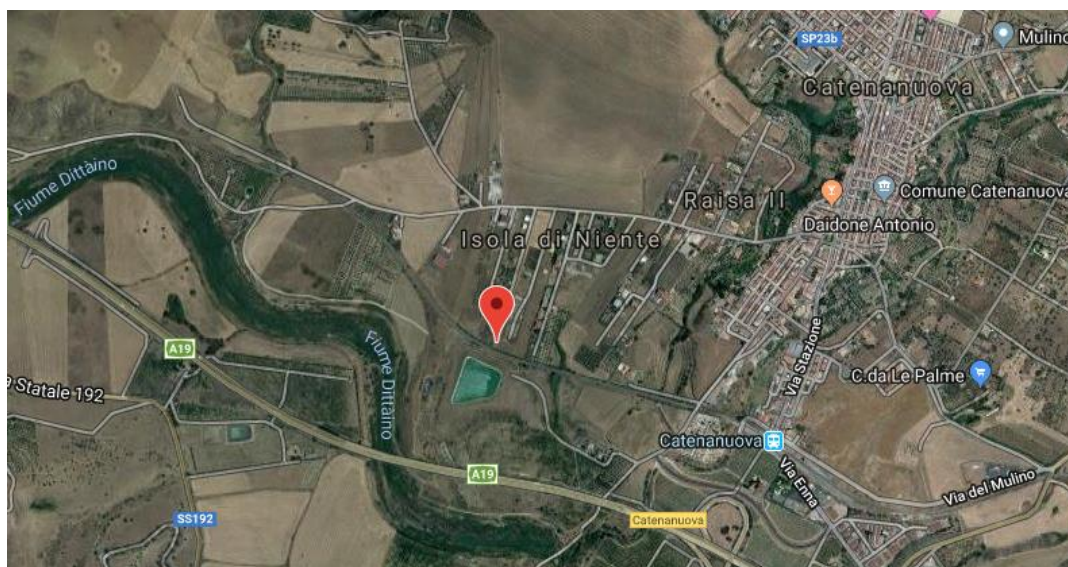
$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nel caso in esame, per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica da utilizzare per le Analisi, si è fatto riferimento ad un punto ubicato in zona pressoché centrale rispetto all'area interessata dalla realizzazione delle

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA</b> PROGETTO DEFINITIVO TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA					
	FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3E</b>	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FV 01 02 001	REV. A

opere della Stazione di Catenanuova, di cui nel seguito si riporta il relativo stralcio su mappa satellitare nonché la zona del reticolo della classificazione sismica nazionale nell'ambito del quale lo stesso ricade:



Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta >

Variabilità dei parametri >

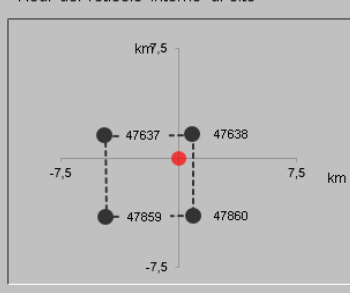
---

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri >

---

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento


Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Figura 3 – Localizzazione del punto di riferimento per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica nel reticolo della Classificazione sismica nazionale**

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA</b> PROGETTO DEFINITIVO TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA					
	FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3E</b>	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FV 01 02 001	REV. A

Con riferimento allo stato limite di Verifica SLV, si determinano pertanto per il punto in esame, e per un periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_r = 1068$  anni, i seguenti parametri di pericolosità sismica:

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,172 g
$F_o$	2,506
$T_c$	0,528 s

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende infine necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.

In assenza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento.

Nel caso in esame, la categoria di suolo di fondazione è stata definita sulla base della conoscenza di  $V_{s,30}$ , come previsto dalla normativa vigente, tenendo conto dei risultati delle indagini sismiche tipo MASW e Down-hole eseguite in prossimità dell'area oggetto degli interventi, nell'ambito delle diverse campagne di indagini eseguite nel periodo 2013-2018 a supporto della progettazione; nella fattispecie, in prossimità dell'area ove sorgerà la Stazione di Catenanuova, sono state effettuate le seguenti indagini (cfr. Relazione Geotecnica Generale - RS3E52D78RHGE0001001A - § 4):

Indagini tipo Down Hole (PD 2 Fase – 2015)

- D31 –  $V_{s,30} = 426$  m/s (categoria di suolo B)
- D33 –  $V_{s,30} = 414$  m/s (categoria di suolo B)

Indagini MASW (Campagna Geognostica 2018)

- MASW VI 11 –  $V_{s,30} = 445$  m/s (categoria di suolo B)

Ciascuna delle prove effettuate inquadrano pertanto il sottosuolo come di tipo B dal punto di vista sismico, ovvero *“Rocce Tenere e Depositi a Grana Grossa molto addensati di terreno a grana grossa mediamente addensati e grana fine molto consistenti – Vs 360 - 800”*

Ulteriore parametro utile alla definizione della risposta sismica locale, è come detto, la categoria topografica, da individuare nell'ambito della classificazione di cui alla Tab 3.2.V della normativa vigente di seguito riportata per completezza:

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Per il caso in esame, si può ritenere di riferimento la Categoria T1.

In definitiva, noti i parametri di pericolosità sismica del sito, e le categorie di Sottosuolo e Topografiche locali, è possibile determinare gli ulteriori parametri “dipendenti” definiti dalla norma per la determinazione degli spettri di risposta e/o per la determinazione delle azioni sismiche di progetto mediante i metodi pseudostatici:

Nel caso in esame si è dunque ottenuto:

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

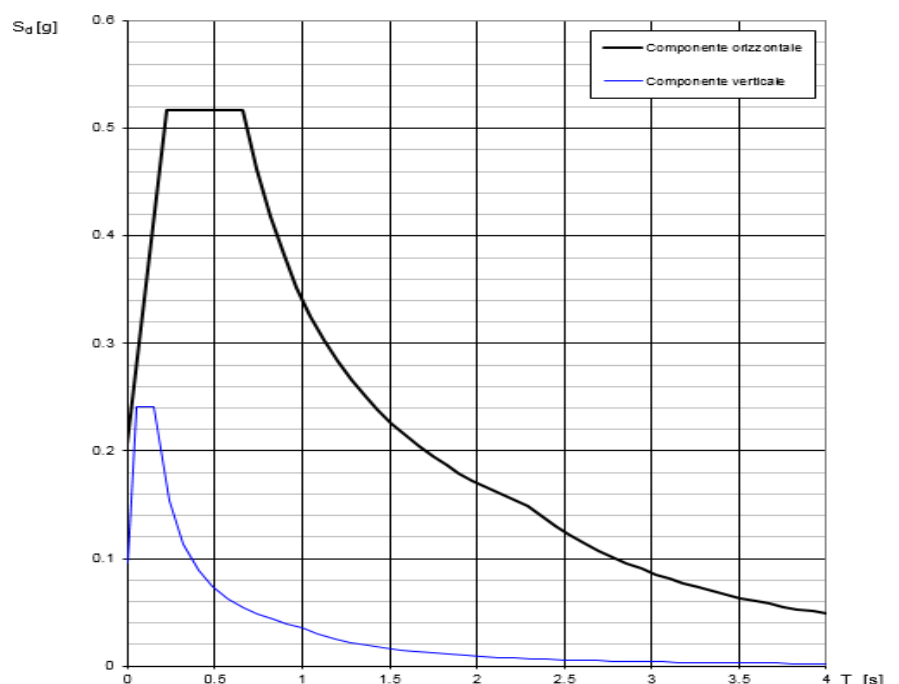
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,172 g
$F_g^*$	2,506
$T_C^*$	0,528 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,250
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,220 s
$T_C$	0,660 s
$T_D$	2,287 s

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV**



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Figura 3 – parametri di pericolosità sismica e spettri di risposta in termini di accelerazioni

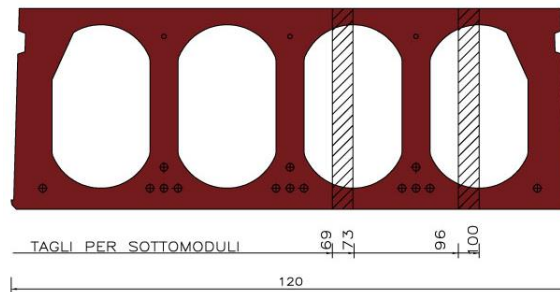
## 7 ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 Pesì propri degli elementi principali in cemento armato

Il peso per unità di volume degli elementi in c.a. è stato assunto pari a  $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.2 Peso proprio delle lastre prefabbricate alveolari dell'impalcato

Lo spessore delle lastre prefabbricate alveolari per la realizzazione dell'impalcato della passerella pedonale è assunto pari a 43 cm.



Il peso per unità di superficie della lastra prefabbricata alveolare è assunto pari a  $5,15 \text{ kN/m}^2$ .

### 7.3 Peso proprio della soletta in opera dell'impalcato

Sulle lastre prefabbricate alveolari è prevista la realizzazione di una soletta in cemento armato gettata in opera dello spessore di **5 cm**, con la funzione di solidarizzazione delle diverse lastre.

Il peso per unità di superficie della soletta risulta pari a:  $p_{soletta} = 0,05 \times 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

### 7.4 Carichi permanenti portati sull'impalcato

#### 7.4.1 Finitura superiore dell'impalcato

La finitura superiore dell'impalcato è prevista con uno spessore pari a **15 cm**. Si considera un peso per unità di volume dello strato di finitura pari a **20,0 kN/m<sup>3</sup>**.

Il peso per unità di superficie della finitura risulta dunque pari a:  $p_{finitura} = 0,15 \times 20,00 = 3,00 \text{ kN/m}^2$

#### 7.4.2 Carter metallico

Il peso per unità di superficie del carter metallico è assunto pari a:  $p_{carter} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

#### 7.4.3 Parapetto laterale (antivandalico)

Il peso per unità di lunghezza del parapetto antivandalico è assunto pari a:  $p_{parapetto} = 1,50 \text{ kN/m}$

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
 Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	24 di 120

## 7.5 Carichi accidentali

### 7.5.1 Carico accidentale da folla

Secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – par. 5.1.3.3.3, il carico accidentale da folla compatta è assunto pari a:  $q_{folla} = 5,00 \text{ kN/m}^2$

### 7.5.2 Azione della neve

Il sito in oggetto è situato ad una quota pari a **170 m s.l.m.**

○	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

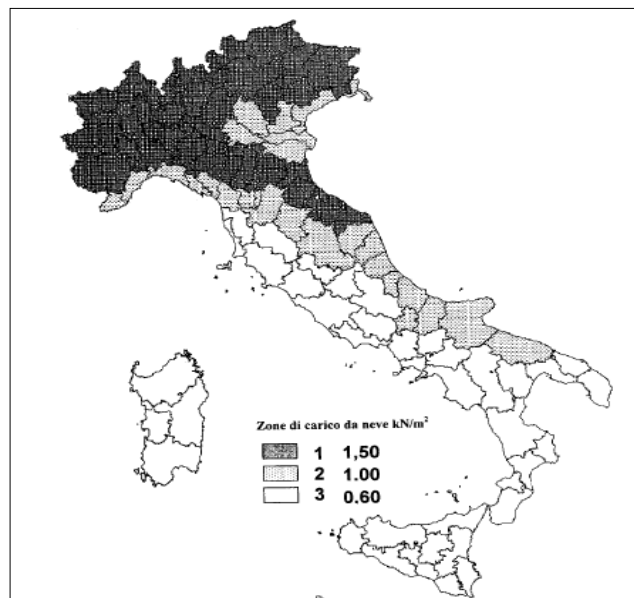
$q_s$  (carico neve sulla copertura [N/mq]) =  $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$   
 $\mu_i$  (coefficiente di forma)  
 $q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])  
 $C_E$  (coefficiente di esposizione)  
 $C_t$  (coefficiente termico)

#### Valore caratteristico della neve al suolo

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	0
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	0,60

#### Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.



#### Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1



FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	25 di 120

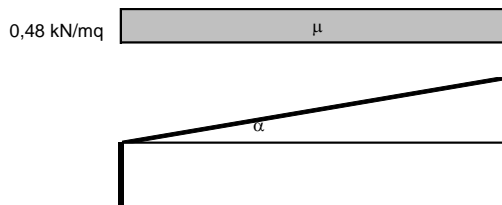
**Valore del carico della neve al suolo**

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	0,60
--	------

**Coefficiente di forma (copertura ad una falda)**

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

$\mu$	0,8
-------	-----



**7.5.3 Azione del vento**

L'azione del vento è valutata in accordo alla normativa vigente NTC08 e Circolare n.617/2009.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- $q_b$  = pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  = coefficiente di esposizione;
- $c_p$  = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- $c_d$  = coefficiente dinamico.

**Pressione cinetica di riferimento:**

Il sito di riferimento "Sicilia" ricade in zona 4 (figura 3.3.I\_NTC 08) ed è situato ad una quota pari a **170 m** s.l.m:



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

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

pertanto si ha:

ZONA	4		
$V_{b,0}$	28.00	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
$a_0$	500	m/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
$k_s$	0.36	1/s	Tabella 3.3.1 NTC 08
$a_s$ (m)	$\leq 500$	m	Altitudine slm sito di riferimento
$v_b$	28	m/s	Velocità di riferimento (par.3.3.2 NTC08)
$\rho$	1.25	kg/m <sup>3</sup>	
$Tr$	75	anni	Periodo di ritorno
$c_R$	1.02	-	Circolare 617-2009 (par 3.3.2)
$v_b$ (TR)	28.657	m/s	Circolare 617-2009 (par 3.3.2)
$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$	513	N/m <sup>2</sup>	Pressione cinetica di riferimento
$q_b$	<b>0.513</b>	kN/m <sup>2</sup>	Pressione cinetica di riferimento

### Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico è posto pari a  $c_d = 1$ , in accordo alle indicazioni di cui al DM 14.01.08.

### Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione ( $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$ ).

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

$$C_\theta(Z) = K_r^2 \cdot C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) \left[7 + C_r \cdot \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } Z > Z_{min}$$

$$C_\theta(Z) = C_\theta(Z_{mm}) \quad \text{per } Z < Z_{min}$$

Dove  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{min}$  sono definiti nella tabella seguente:


	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA</b> PROGETTO DEFINITIVO TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA					
	FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3E</b>	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FV 01 02 001	REV. A

Tabella 1 Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTCN.8

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Mentre Il coefficiente di topografia si assume pari a:

$C_t = 1.0$  (Circolare del D.M. 1996, paragrafo C.7.5. caso zona pianeggiante P.O.)

Per il sito in esame si considera la Classe di rugosità del terreno D (tab 3.3.III) Considerando come categoria di esposizione la categoria II (sito entro 10 km dalla costa):

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

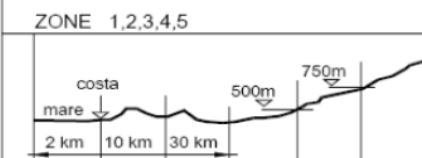
Classe di rugosità del terreno	Descrizione	ZONE 1,2,3,4,5					
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m						
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive	A	B	C	D		
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D	--	IV	IV	V	V	V
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)	--	III	III	IV	IV	IV
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.		--	*	III	III	IV	IV
		I	II	II	II	III	**
		* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5					
		** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1					

Tabella 2 Definizione della categoria di esposizione

Pertanto si ha:

### Calcolo Coefficiente di Esposizione

Classe rugosità	D	tab. 3.3.III NTC 08
Cat. Esp.	II	tab. 3.3.II NTC 08
$k_r =$	0.19	- tab. 3.3.II NTC 08
$z_0 =$	0.05	m tab. 3.3.II NTC 08
$z_{min} =$	4.00	m tab. 3.3.II NTC 08
$h_1 =$	10.00	m quota intradosso implacato (cautelativamente si assume 10m)
$s =$	0.60	m spessore implacato (massimo)
$h_2 =$	1.50	m altezza ingombro (cautelativamente si assume un parapetto di $h=1.50m$ )
$z =$	12.1	m Altezza suolo del punto considerato
$c_e =$	<b>2.47</b>	- Coefficiente di esposizione

### Coefficiente di forma (aerodinamico):

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per i coefficienti di forma si assumono i valori riportati al paragrafo C3.3.8 nella circolare applicativa. A favore di sicurezza si assume un valore la pressione del vento sulle pareti delle pile pari alla pressione massima calcolata:

- pareti sottovento →  $c_p = 0,8$
- pareti sopravvento →  $c_p = 0,4$

In definitiva l'azione del vento è pari a:

- pareti sottovento →  $p_{vento} = 1.02 \text{ kN/m}^2$
- pareti sopravvento →  $p_{vento} = 0.51 \text{ kN/m}^2$

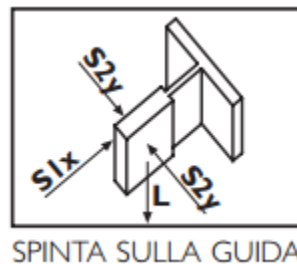
### 7.6 Azioni sulle pile dovute ai sistemi elevatori

I sistemi elevatori dovranno garantire una portata massima di **630 kg** (8 persone).

Nella tabella successiva sono riportati i valori dei carichi trasmessi dall'impianto elevatore al vano:

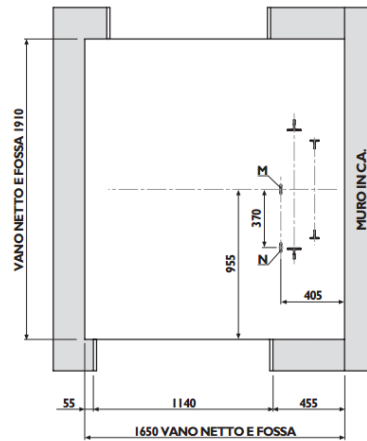
Portata (kg)	Max. carico dinamico in fondo fossa (daN)		Carico statico sulle guide S1X (daN)		Distanza ancoraggi (mm)
	P11	P12	S2Y	S2Y	
630	3000	6100	80	205	2800
630	4800	2200	80	205	2800

Nell'immagine successiva è riportato il posizionamento dei carichi statici sulle guide:

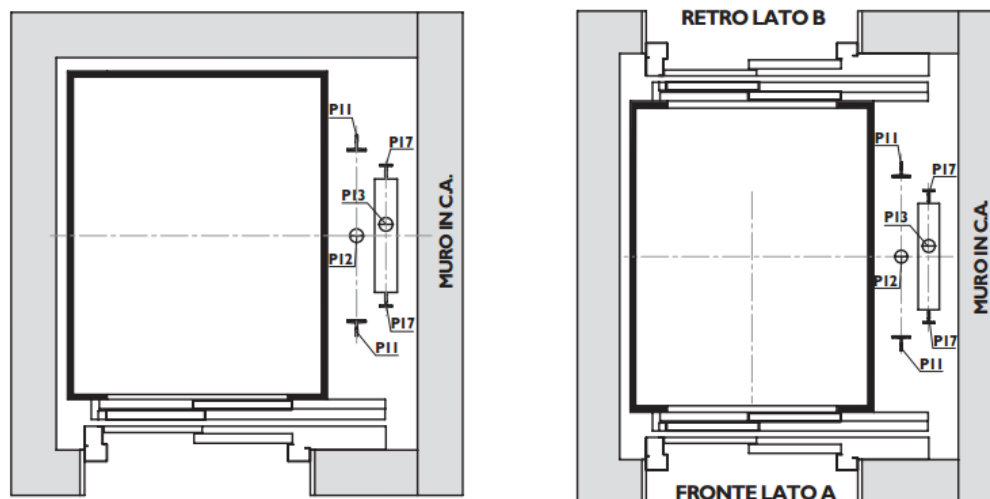


#### 7.6.1 Posizione dei carichi sul vano

Nell'immagine successiva è riportata la posizione dei ganci in testata:



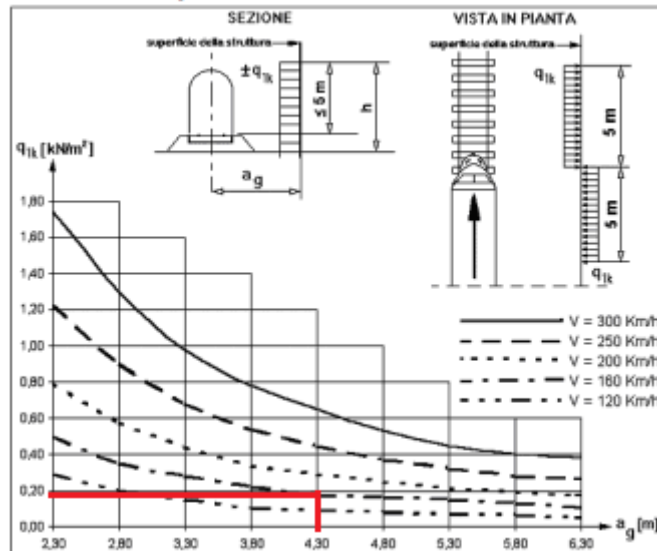
Nell'immagine successiva è riportato il posizionamento dei carichi sul fondo fossa:



## 7.7 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari

Per la determinazione degli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari si fa riferimento a quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” - par. 5.2.2.7.1 “Superfici verticali parallele al binario”.

I valori caratteristici dell'azione  $\pm q_{1k}$  relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti nell'immagine successiva in funzione della distanza  $a_g$  dell'asse del binario più vicino. E' stata considerata una velocità del convoglio pari a  $V = 160,00 \text{ km/h}$ . La distanza minima dal binario più vicino è risultata pari a **4,32 m**.



Il valore della pressione/depressione aerodinamica risulta pertanto pari a:  $q_{1k} = +/- 0,18 \text{ kN/m}^2$

**Tale azione non risulta dimensionante.**

## 7.8 Carichi eccezionali

### 7.8.1 Urto da traffico ferroviario sulle pile

La distanza minima tra l'asse del binario e la struttura delle pile della passerella è pari a **4,32 m**.

Secondo quanto riportato nel D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – par. 3.6.3.4, per distanze tra asse del binario e sottostruttura  $d \leq 5,0 \text{ m}$ , sono previste le seguenti azioni statiche concentrate equivalenti:

- **4.000 kN** in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
- **1.500 kN** in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli eccezionali

Tali azioni verranno applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non verranno considerate agenti simultaneamente.

## 7.9 Azioni statiche sulle spalle

### 7.9.1 Spinta dei terreni

La spinta attiva dei terreni viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno
- $k_a$  è il coefficiente di spinta a riposo, valutato mediante la formulazione di Coulomb:

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi)$$

con:

- $\varphi$  = angolo di attrito interno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno.

Il punto di applicazione delle spinte è posto a 1/3 dell'altezza del singolo strato di terreno.

### 7.9.2 Spinta dovuta ai sovraccarichi

La spinta attiva dovuta ai sovraccarichi viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_{q,a} = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Il sovraccarico permanente a tergo del muro è stato considerato pari al peso della soletta di finitura superiore dello spessore di 20 cm.

Il sovraccarico accidentale è costituito dalla azione della folla compatta.

## 7.10 Azione sismica sulle spalle

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

### 7.10.1 Azione inerziale delle masse

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$ .

### 7.10.2 Sovrappinta dinamica dei terreni

L'azione di spinta attiva dei terreni in fase sismica (spinta statica + sovrappinta dinamica) viene valutata mediante la relazione di Wood:

$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:




**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>RS3E</b>	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	32 di 120

- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno



	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA</b> PROGETTO DEFINITIVO TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA					
	FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3E</b>	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FV 01 02 001	REV. A

## 8 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli. Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con le NTC08, si definiscono le seguenti combinazioni di:

- Combinazione FONDAMENTALE, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione RARA, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione FREQUENTE, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione QUASI PERMANENTE, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione SISMICA, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle combinazioni per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE), ovvero quelle rare, frequenti e quasi permanenti, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ . Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite facendo riferimento allo stato limite ultimo di tipo strutturale *STR* ovvero per il raggiungimento della resistenza ultima negli elementi strutturali.

Come anticipato precedentemente gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \times Q_{ki}$$

Il valore assunto per il coefficiente  $\psi_{2i}$  per i carichi mobili è pari a  $\psi_{2i} = 0.0$ .

## 8.1 Coefficienti parziali e di combinazione

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

**Tabella 3 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU**

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

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

**Tabella 4 – Coefficienti di combinazione**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
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	$T_E$	0,6	0,6	0,5

## 8.2 Riepilogo delle combinazioni di carico

Il riepilogo delle combinazioni di carico utilizzate per il dimensionamento delle pile è riportato nell'allegato A.

Le combinazioni di carico utilizzate per il dimensionamento della spalla sono riportate negli specifici capitoli di verifica.

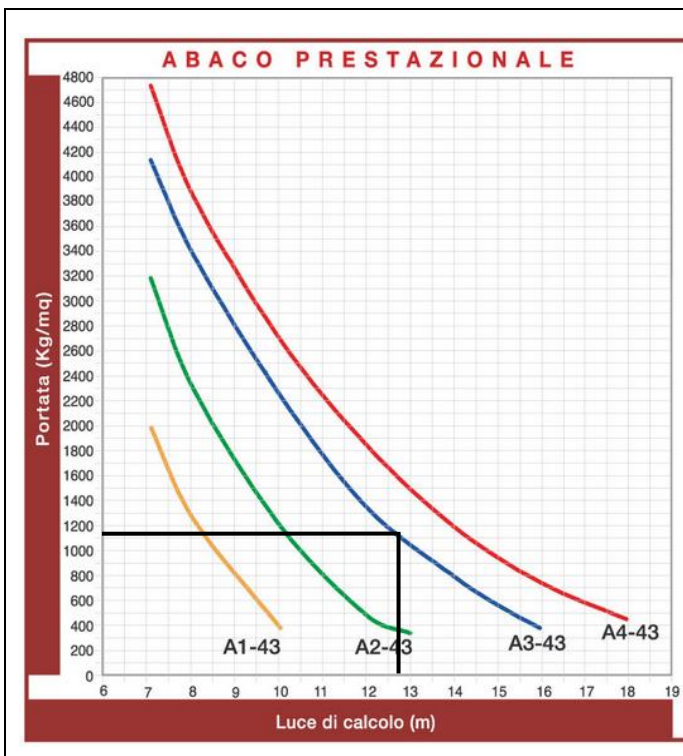
## 9 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE LASTRE PREFABBRICATE ALVEOLARI DELL'IMPALCATO

La singola lastra alveolare presenta una larghezza pari a **120 cm**.

Nella tabella successiva è riportato il riepilogo dei carichi per unità di superficie relativi alla singola lastra. A favore di sicurezza il peso del parapetto laterale antivandalico è assegnato alle sole lastre laterali.

TIPOLOGIA DI CARICO	CARICO	CARICO PER UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m <sup>2</sup> ]
PERMANENTI STRUTTURALI	Peso proprio della lastra	5,15
	Peso proprio della soletta superiore	1,25
PERMANENTI NON STRUTTURALI	Finitura dell'impalcato	3,00
	Carter metallico	0,50
	Parapetto laterale	1,25
ACCIDENTALI	Folla compatta	5,00

Nella tabella successiva sono riportati i grafici di predimensionamento delle lastre in funzione della portata e della luce di calcolo.



La portata, **espressa in kg/m<sup>2</sup>**, è considerata al netto del peso proprio della lastra e del peso proprio della soletta superiore di completamento.

La portata che la lastra dovrà garantire, valutata per la combinazione caratteristica dello Stato Limite di Esercizio, risulta pertanto uguale a:

$$P = 3,00 + 0,50 + 1,25 + 5,00 = 9,75 \text{ kN/m}^2 = 975,0 \text{ kg/m}^2$$

La luce di calcolo massima dell'impalcato, valutata secondo lo schema di trave a campata unica semplicemente appoggiata, è pari a **12,75 m**.

Considerando una tipologia di armatura di precompressione A3, per la luce di calcolo assunta, è garantita una porta pari a:

$$1.180,0 \text{ kg/m}^2 > 975,0 \text{ kg/m}^2.$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

## 10 ANALISI E VERIFICA PILA

La sicurezza statica è stata verificata valutando la resistenza, la funzionalità e la durabilità degli elementi strutturali in relazione alle effettive condizioni di carico in esercizio, alle prescrizioni ed ai coefficienti di sicurezza indicati dalla normativa vigente.

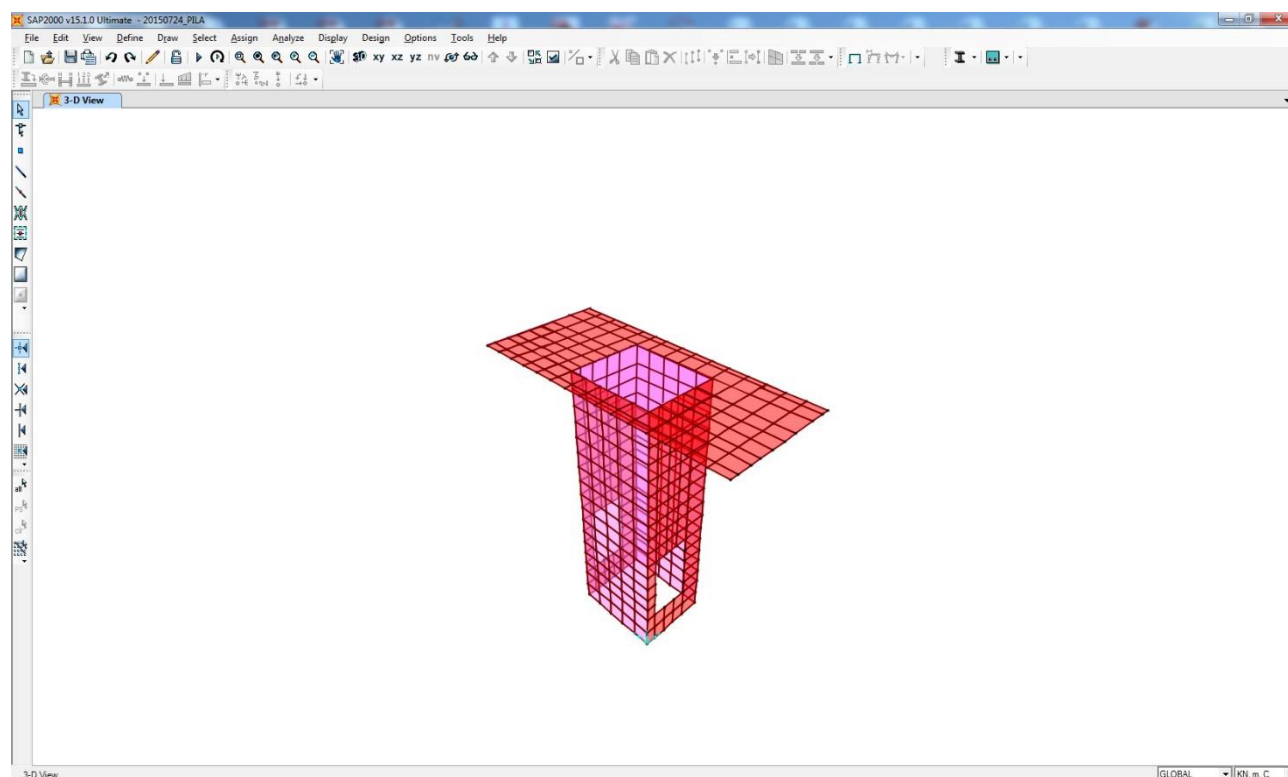
Le sezioni resistenti sono state verificate utilizzando il "Metodo semiprobabilistico agli Stati Limite Ultimi", in base ai valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione ricavate secondo le usuali formule della Scienza delle Costruzioni.

Gli elementi strutturali sono stati dimensionati su ipotesi di comportamento di tipo elastico lineare, valutandone contemporaneamente resistenza e deformabilità.

### 10.1 Modello di calcolo

Per la definizione delle azioni sollecitanti sulle pile è stato realizzato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1 (Computers & Structures, Inc.).

Le pareti verticali e gli sbalzi sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo "shell" con spessore pari allo spessore reale delle singole pareti.

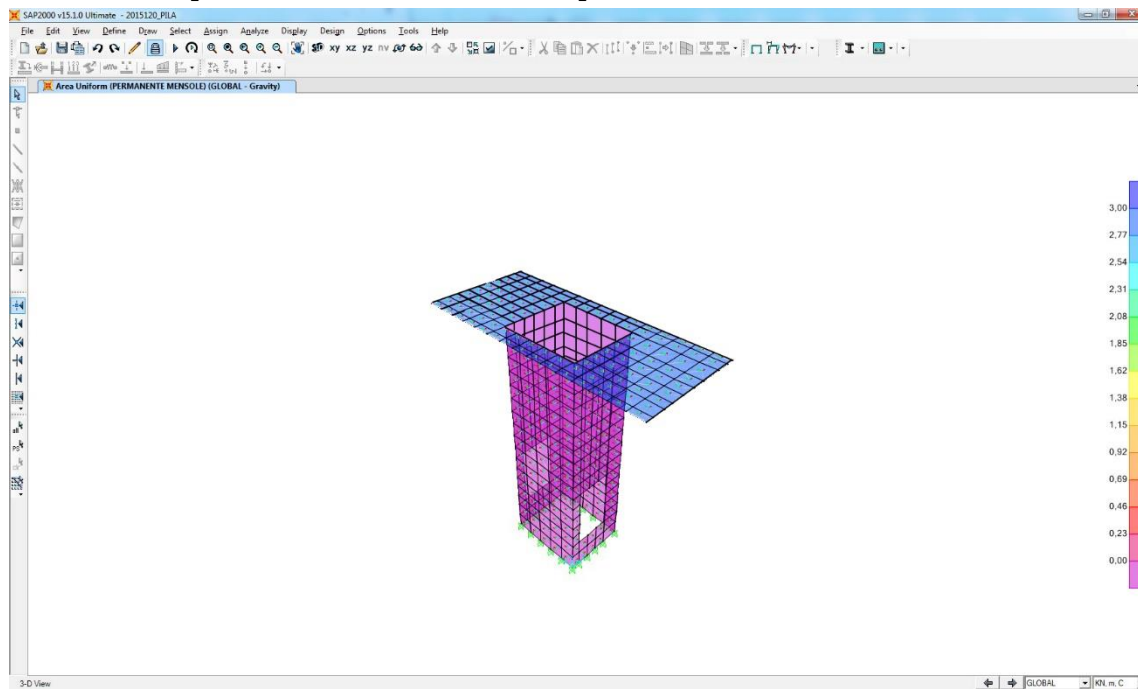


La struttura è stata considerata incastrata alla base.

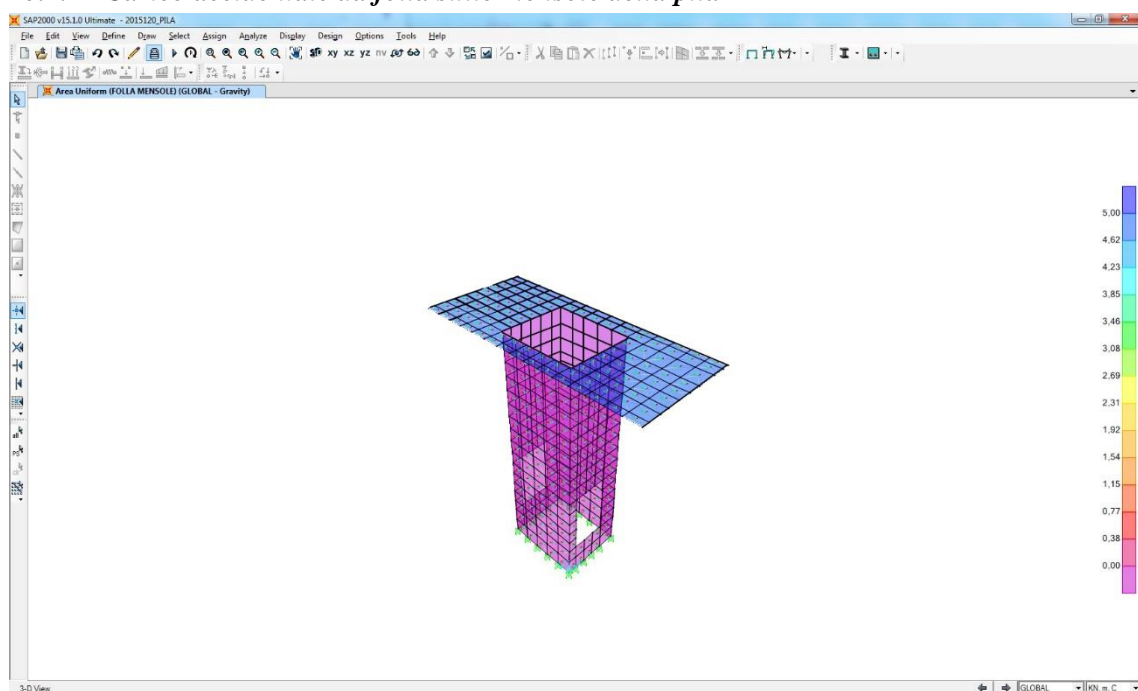
## 10.2 Applicazione dei carichi elementari

Nei paragrafi successivi è mostrata l'applicazione dei carichi elementari sulla struttura delle pile.

### 10.2.1 Carico permanente sulle mensole della pila



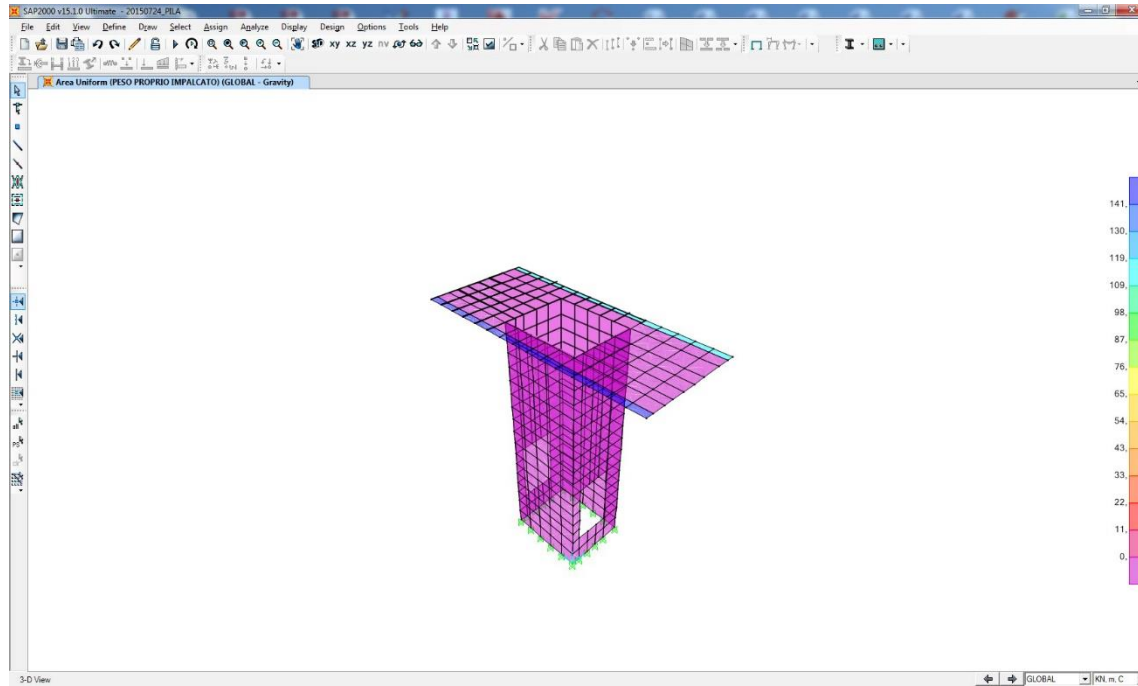
### 10.2.2 Carico accidentale da folla sulle mensole della pila



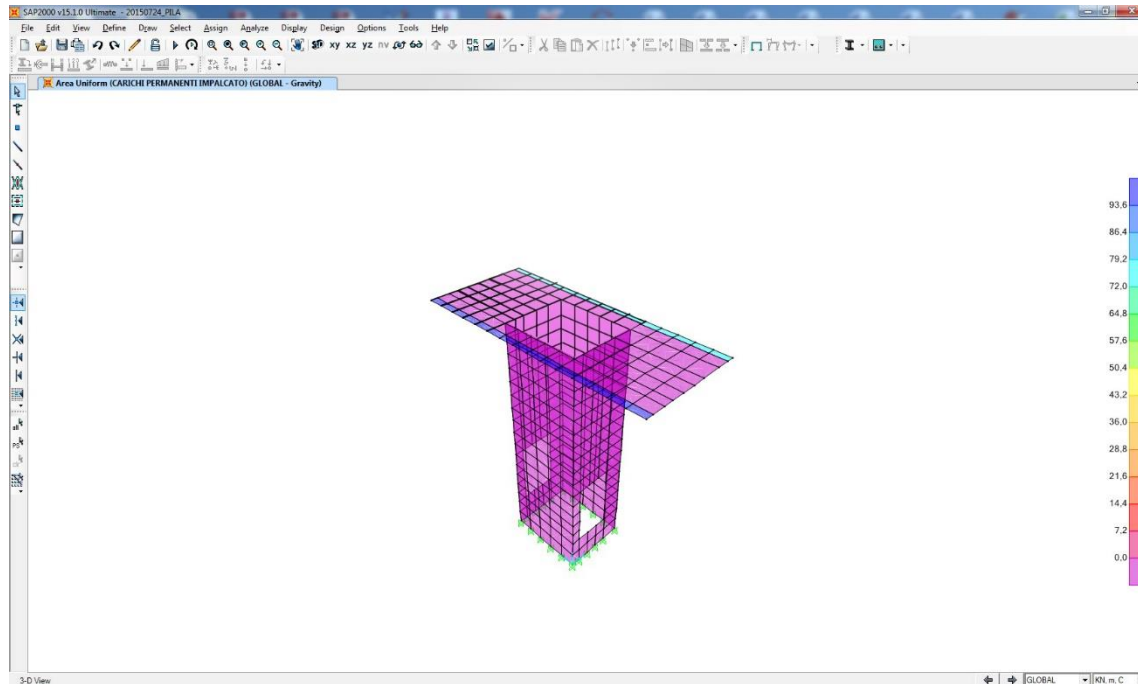
FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	38 di 120

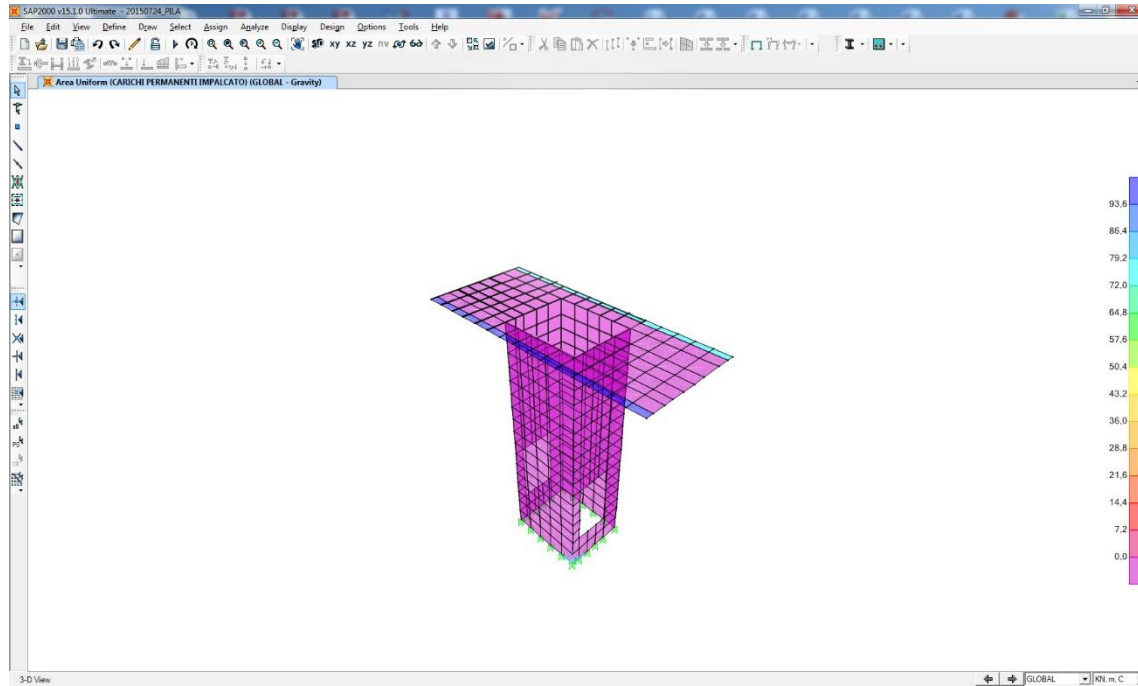
### 10.2.3 *Peso proprio trasmesso dall'impalcato*



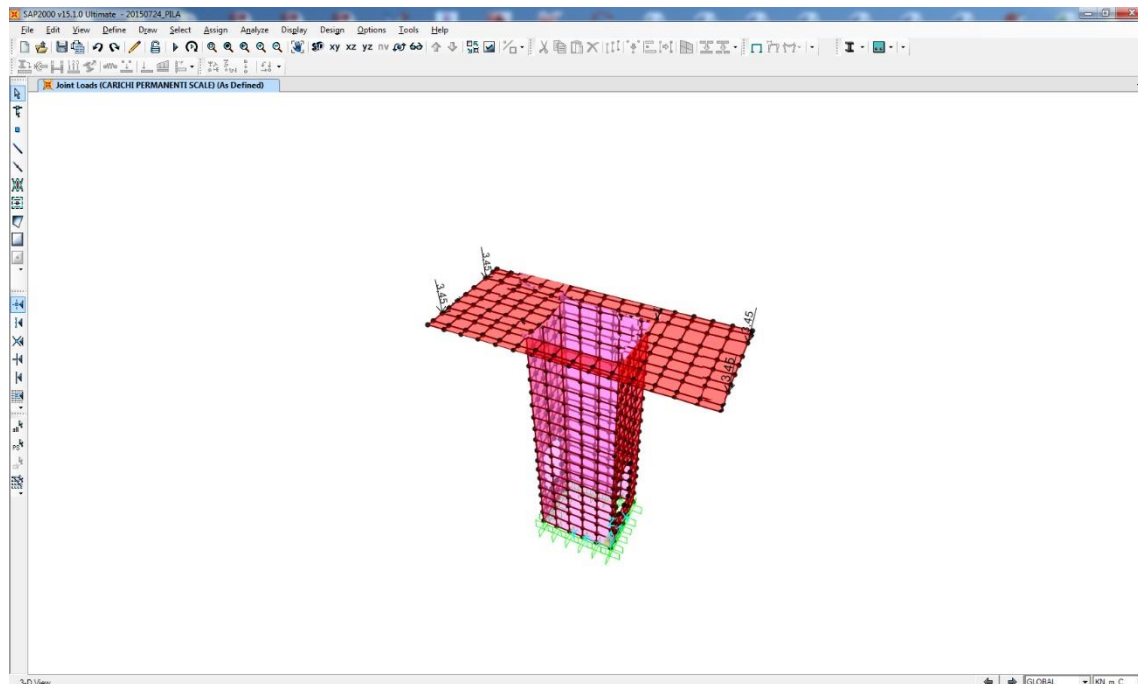
### 10.2.4 *Carichi permanenti trasmessi dall'impalcato*



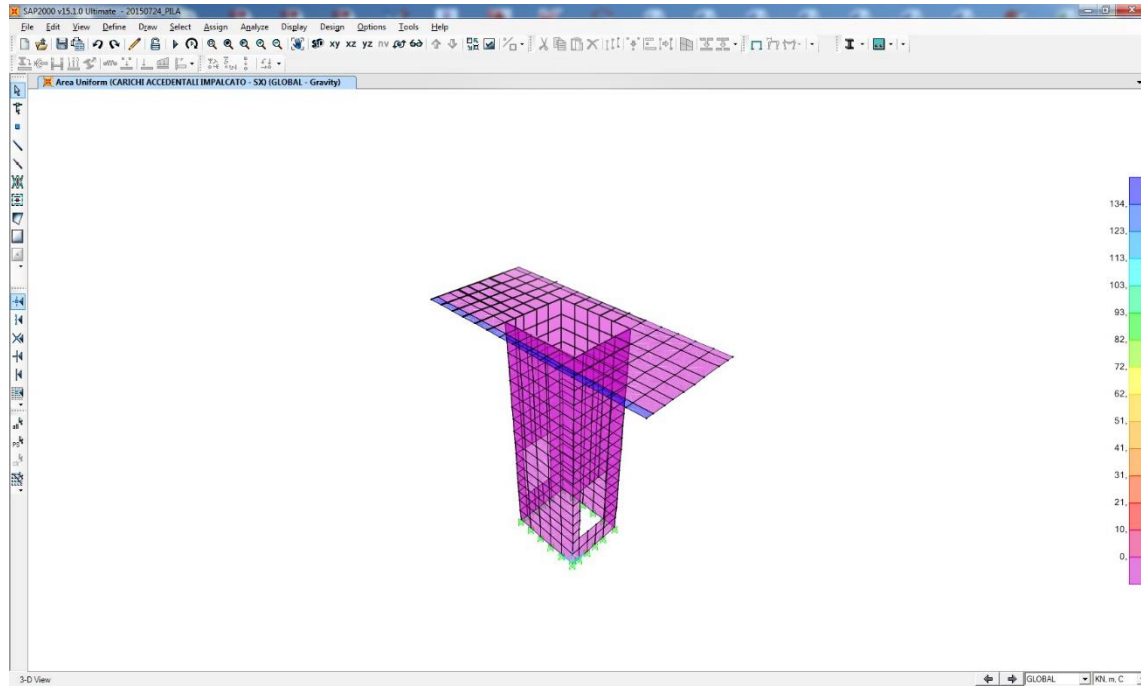
### 10.2.5 *Peso proprio trasmesso dalle scale*



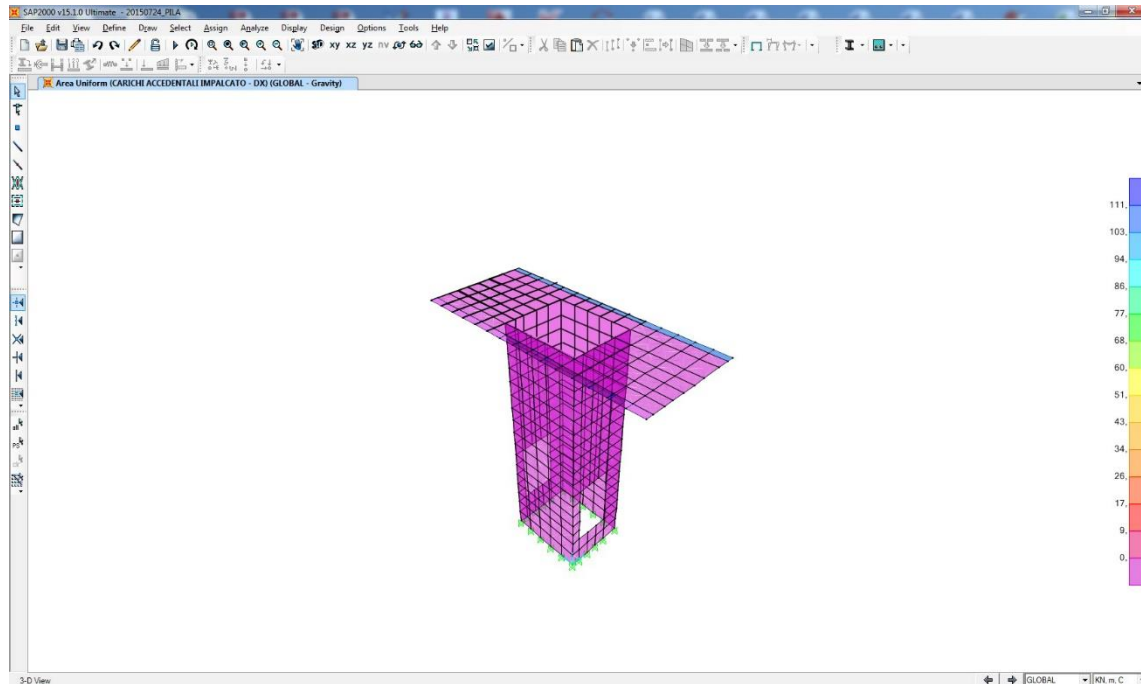
### 10.2.6 *Carichi permanenti portati trasmessi dalle scale*



### 10.2.7 Carichi accidentali da folla trasmessi dall'impalcato – Campata centrale

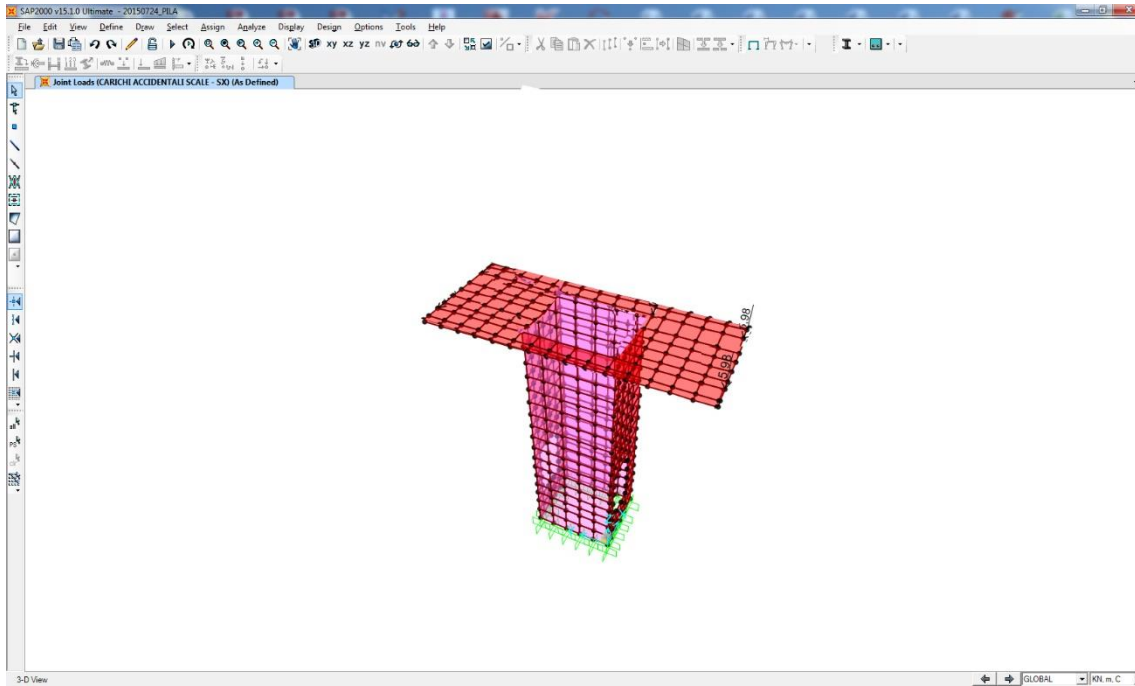


### 10.2.8 Carichi accidentali da folla trasmessi dall'impalcato – Campata esterna

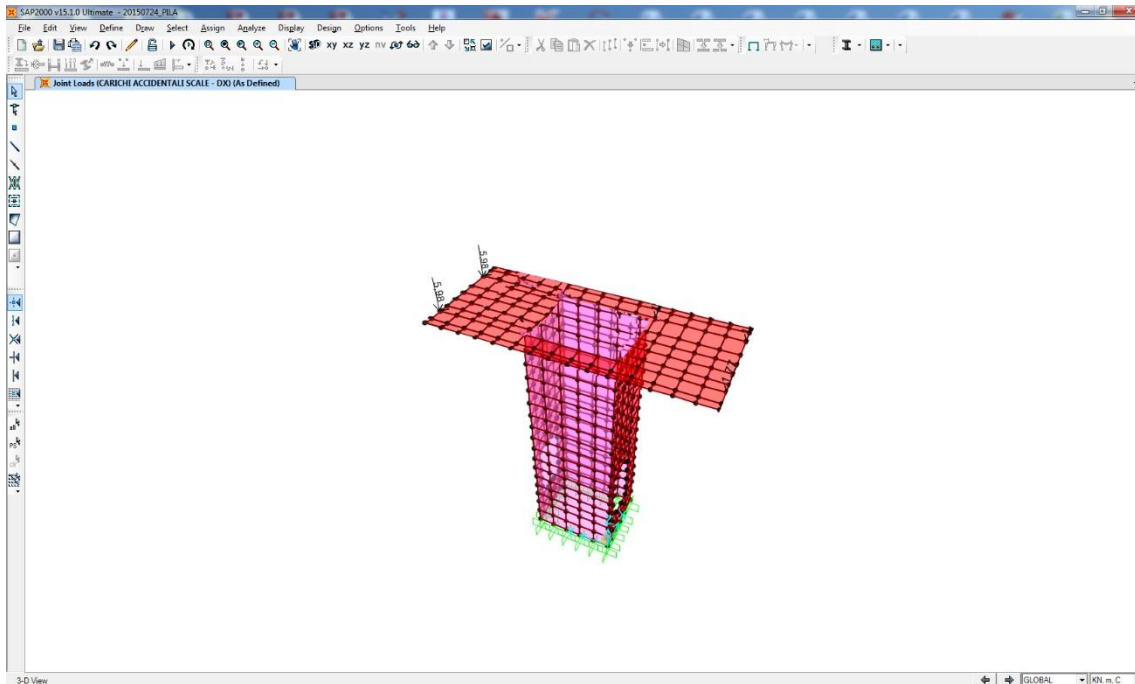




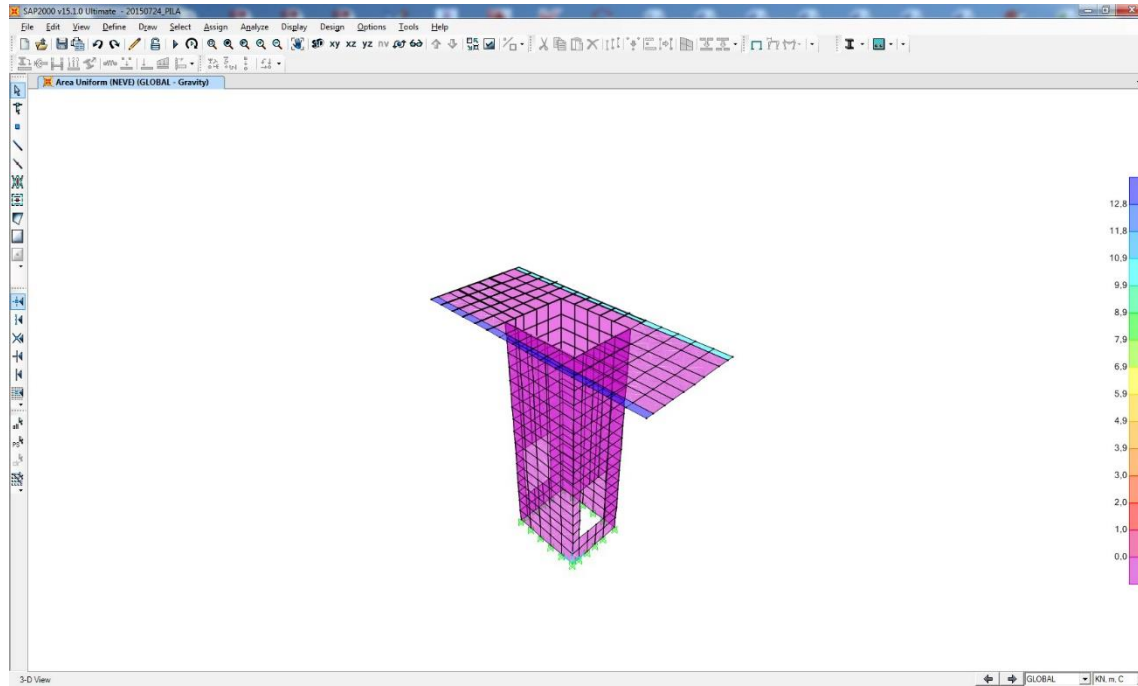
### 10.2.9 Carichi accidentali da folla trasmessi dalle scale – Rampa sinistra



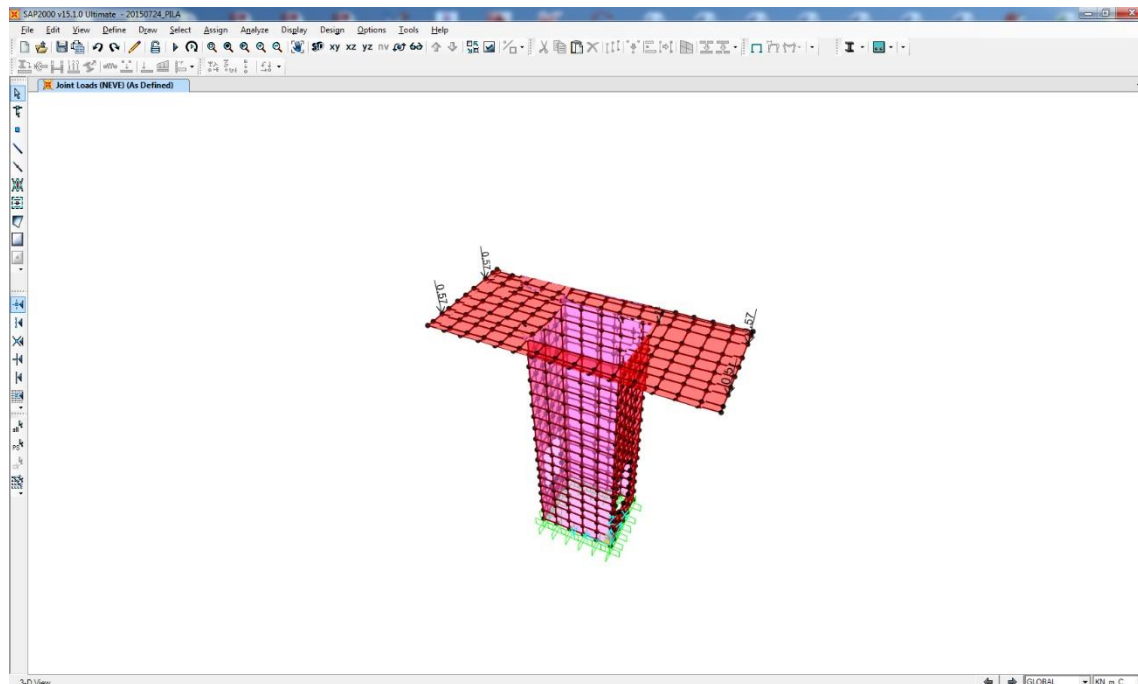
### 10.2.10 Carichi permanenti trasmessi dall'impalcato – Campata esterna



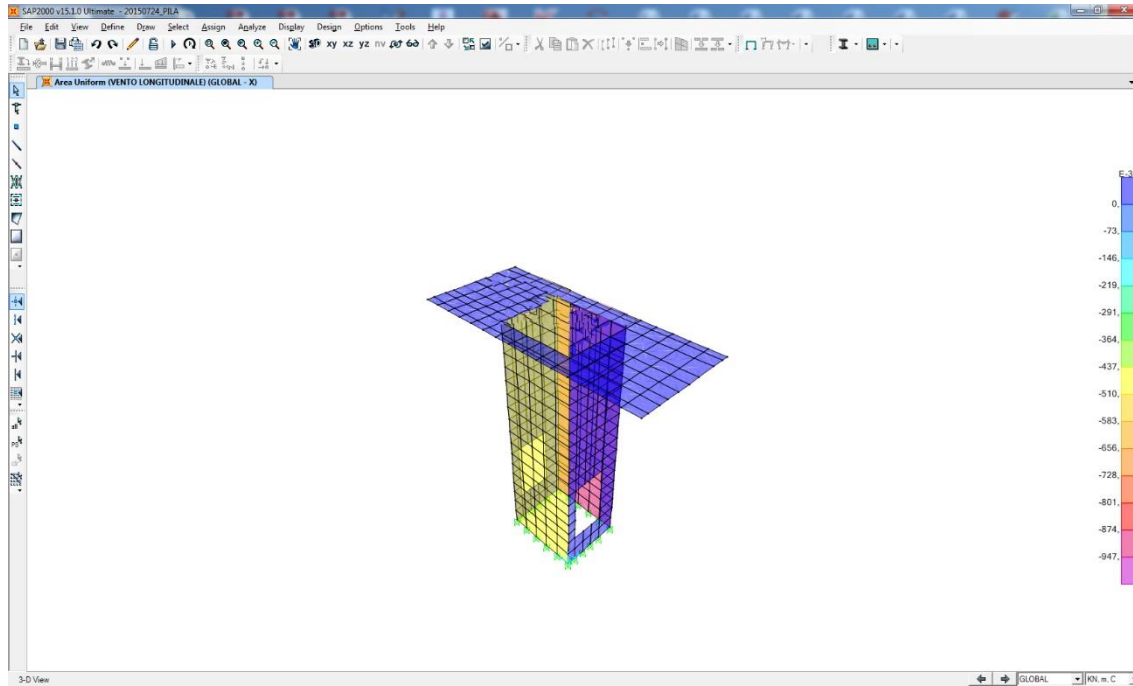
### 10.2.11 Azione della neve (soletta superiore e impalcato)



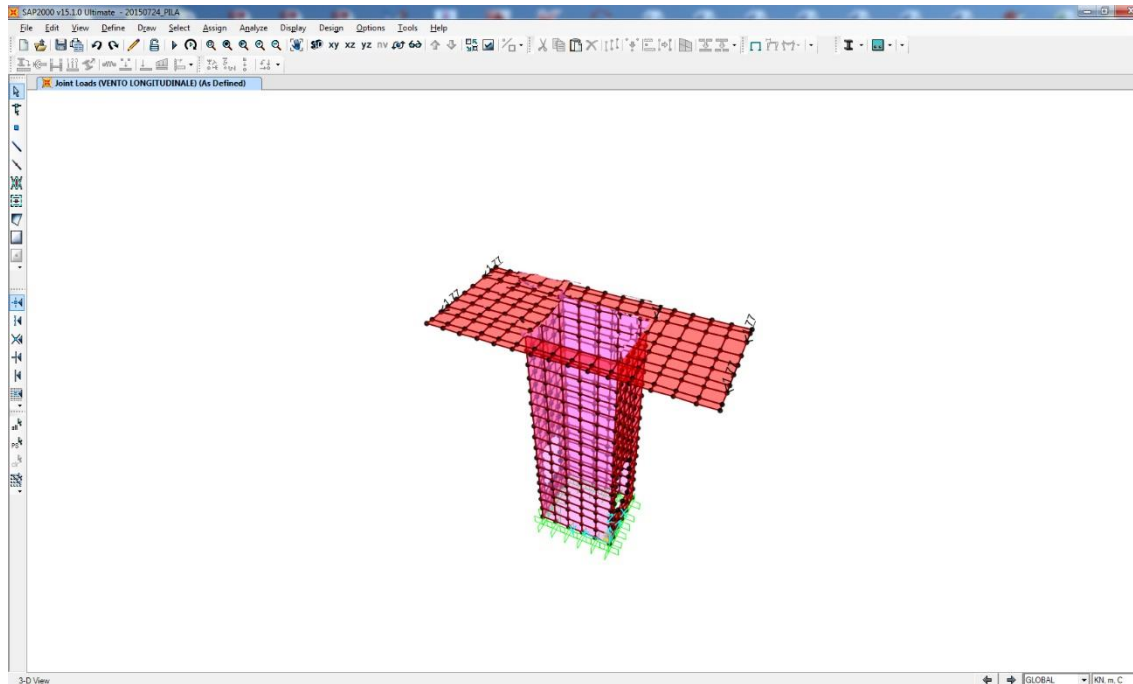
### 10.2.12 Azione della trasmessa dalle scale



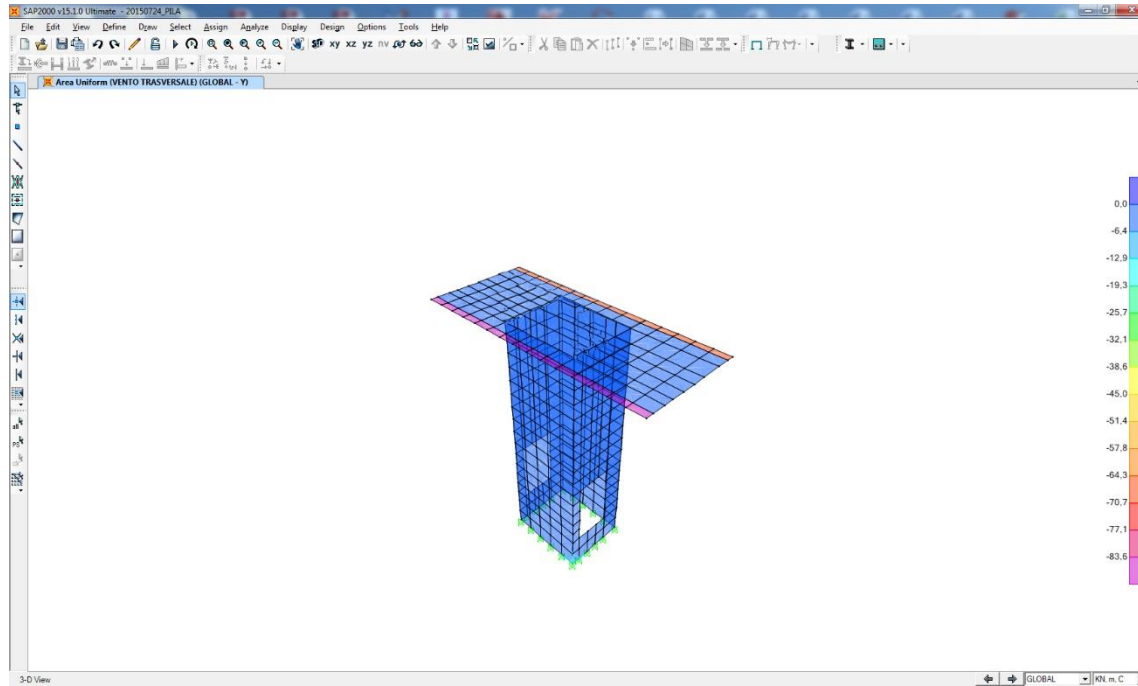
### 10.2.13 Azione longitudinale del vento (pila)



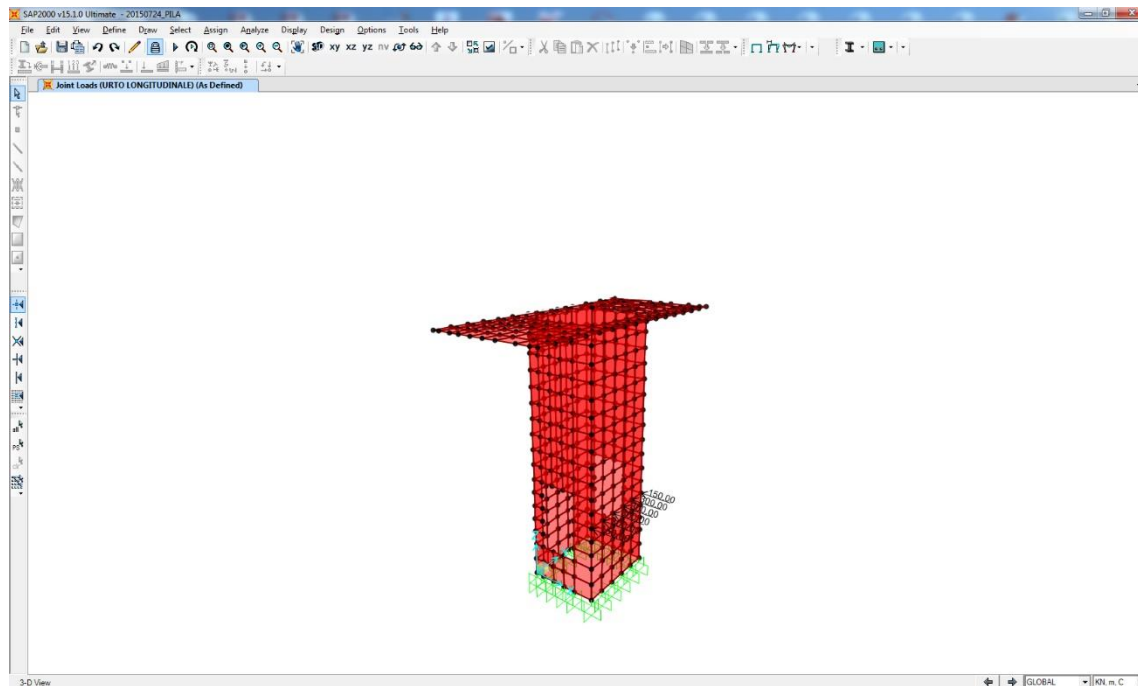
### 10.2.14 Azione longitudinale del vento trasmessa dalle scale



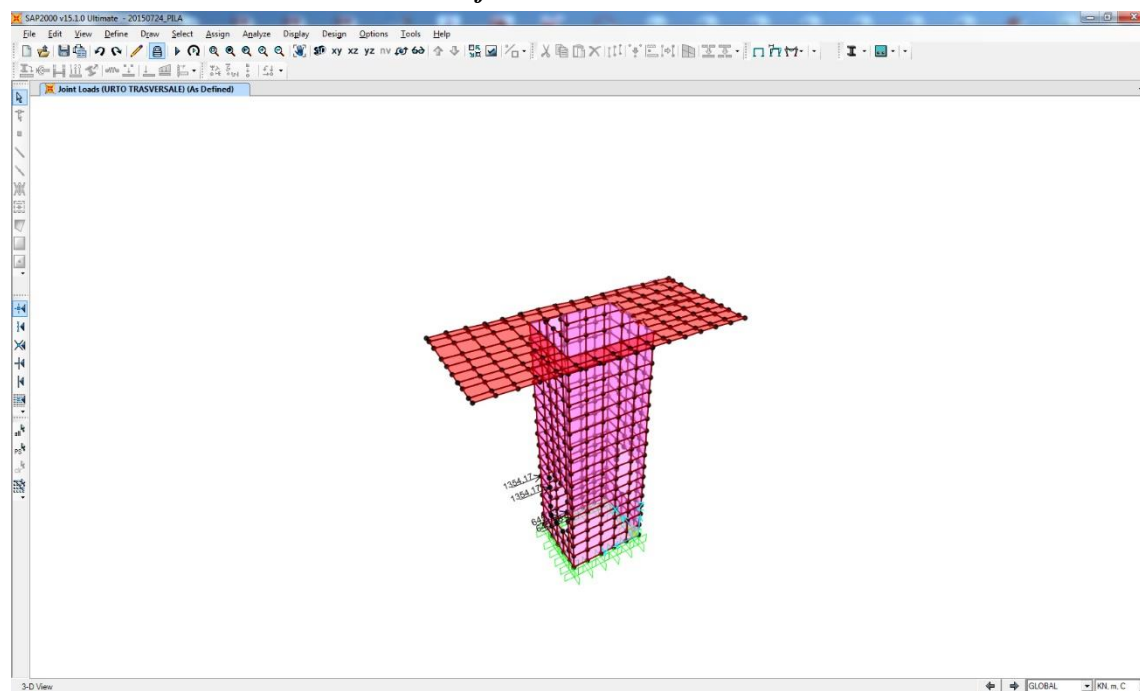
### 10.2.15 Azione trasversale del vento (pila e impalcato)



### 10.2.16 Urto longitudinale da automezzo ferroviario



### 10.2.17 Urto trasversale da automezzo ferroviario



### 10.3 Analisi eseguite

Sul modello di calcolo sono state eseguite le seguenti analisi:

- Analisi statica
- Analisi dinamica modale con spettro di risposta

#### 10.3.1 Modi propri di vibrare delle strutture

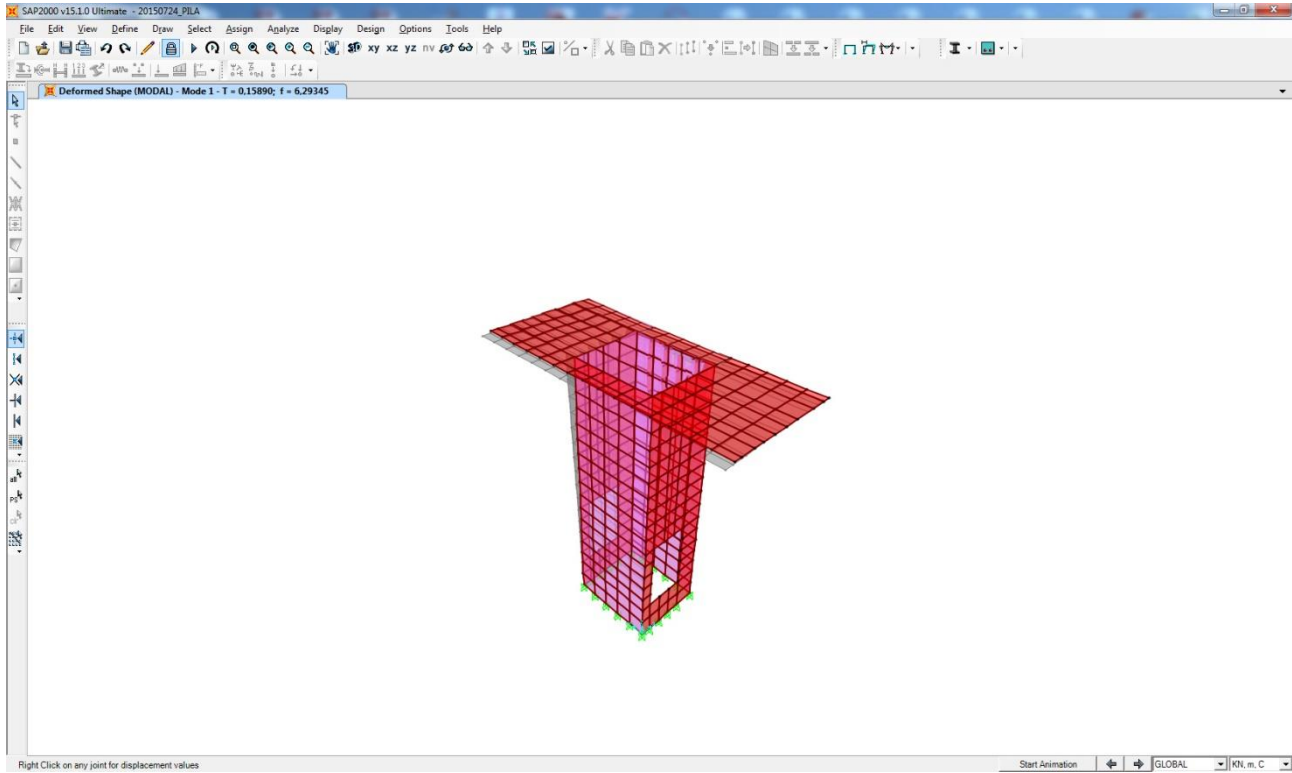
Nell'immagine successiva è riportata la deformata della struttura relativamente al principale modo di vibrare longitudinale:



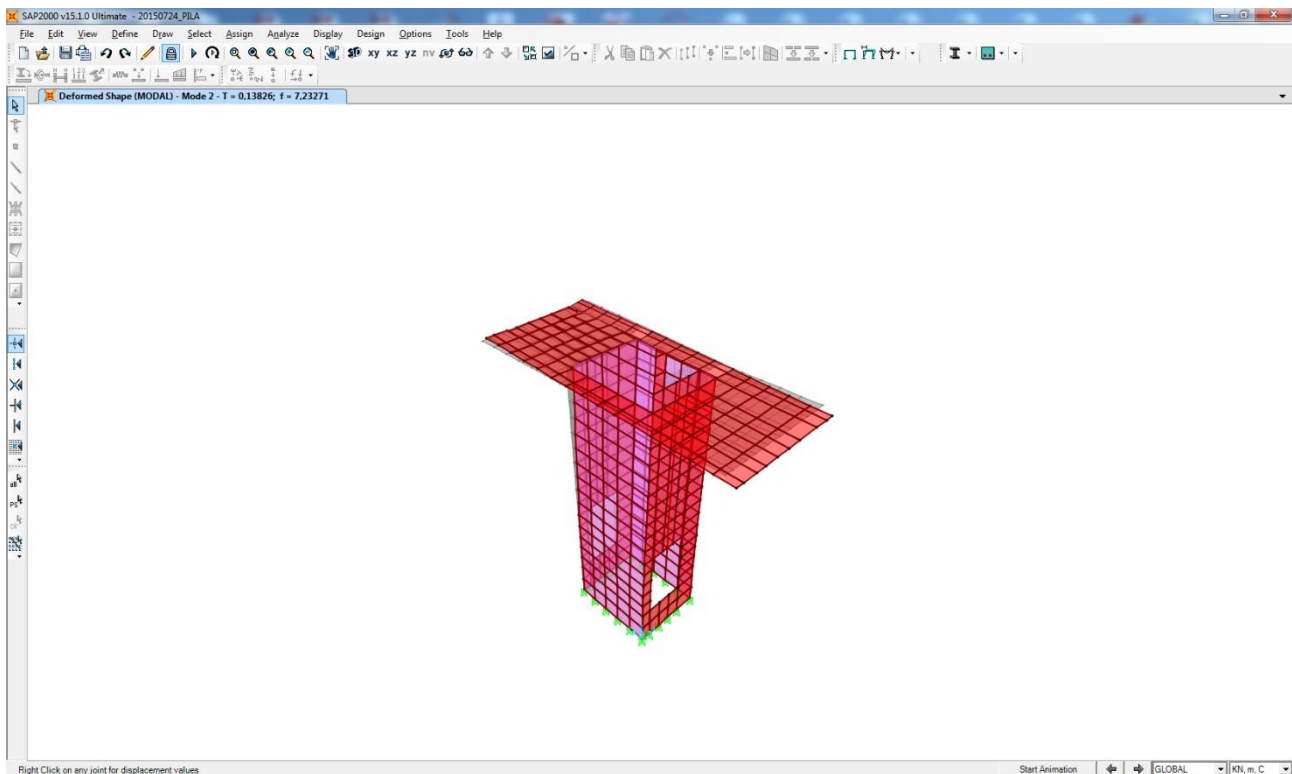
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	46 di 120



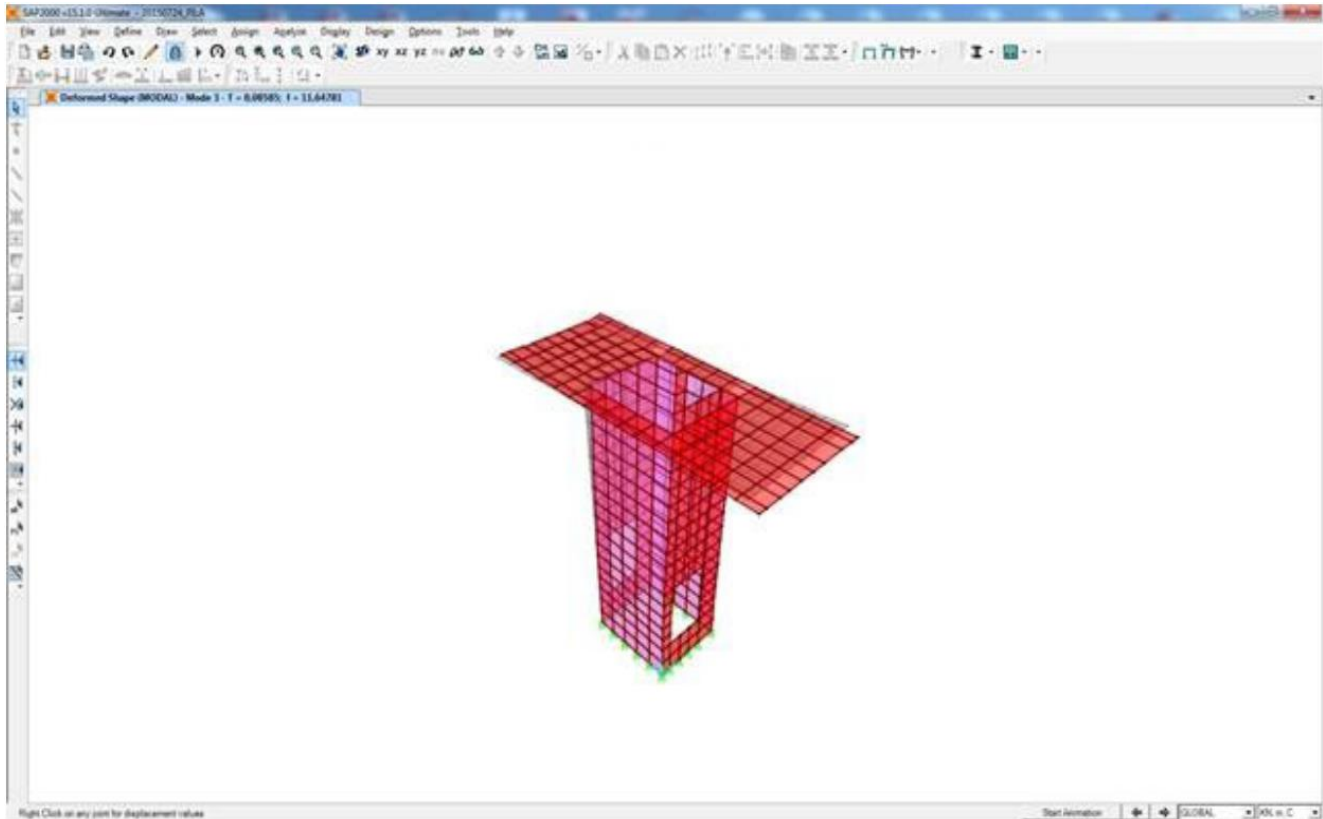
Nell'immagine successiva è riportata la deformata della struttura relativamente al principale modo di vibrare trasversale:



FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	47 di 120

Nell'immagine successiva è riportata la deformatata della struttura relativamente al principale modo di vibrare rotazionale:



Nella tabella successiva è riportato il riepilogo dei modi di vibrare considerati e delle relative percentuali di massa eccitata:

MODO	PERIODO [sec]	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,158895	84,05%	0,00%	84,05%	0,00%	18,29%	18,29%
2	0,138261	0,00%	72,85%	84,05%	72,85%	7,88%	26,17%
3	0,085853	0,00%	0,04%	84,05%	72,89%	63,47%	89,64%
4	0,042089	6,71%	0,00%	90,76%	72,89%	1,46%	91,10%
5	0,041375	0,00%	12,71%	90,76%	85,60%	2,30%	93,40%
6	0,039804	0,37%	0,00%	91,13%	85,60%	0,08%	93,48%
7	0,026752	1,34%	0,00%	92,47%	85,60%	0,29%	93,77%
8	0,023908	0,00%	0,04%	92,47%	85,63%	0,03%	93,80%
9	0,020528	0,00%	2,95%	92,47%	88,58%	0,51%	94,30%
10	0,019328	0,06%	0,00%	92,53%	88,58%	0,01%	94,32%
11	0,019044	0,00%	0,05%	92,53%	88,64%	0,02%	94,34%
12	0,018557	1,08%	0,00%	93,61%	88,64%	0,23%	94,58%
13	0,016435	0,00%	0,16%	93,61%	88,80%	0,04%	94,61%
14	0,015291	0,26%	0,00%	93,87%	88,80%	0,06%	94,67%
15	0,012346	0,00%	5,16%	93,87%	93,96%	0,79%	95,46%

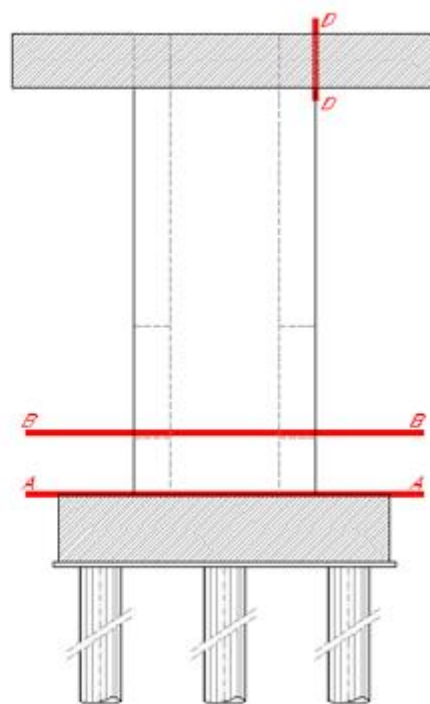
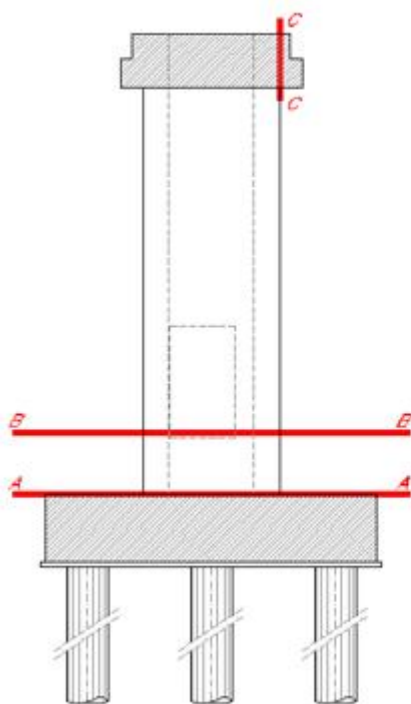
## 10.4 Valutazione delle azioni sollecitanti

Per la determinazione delle azioni sollecitanti sono state definite, in corrispondenza delle sezioni di verifica, apposite “section cuts”, ossia piani di taglio implementati all’interno del software SAP2000, che intersecano la struttura in corrispondenza della sezione di verifica scelta. Le azioni nodali valutate in corrispondenza della “section cut” vengono integrate e riferite all’asse centrale della pila.

### 10.4.1 Definizione delle sezioni di verifica

Sono state scelte le seguenti sezioni di verifica:

- Sezione di spiccato della pila (estradosso della zattera di fondazione) → SEZIONE A
- Sezione posta a 10 cm a partire dalla base delle aperture inferiori → SEZIONE B
- Sezione di spiccato degli sbalzi trasversali → SEZIONE C
- Sezione di spiccato degli sbalzi longitudinali → SEZIONE D





## 10.5 Sezione di verifica A

Nella tabella successiva sono riportati i valori sollecitanti in corrispondenza della sezione di verifica "A":

COMBINAZIONE DI CARICO	STEP	N [kN]	V <sub>trasversale</sub> [kN]	V <sub>longitudinale</sub> [kN]	M <sub>longitudinale</sub> [kNm]	M <sub>trasversale</sub> [kNm]
STR 01		-4 660,06	-48,14	0,00	0,00	-294,98
STR 02		-4 660,06	0,00	-286,65	-2 352,88	34,28
STR 03		-4 327,26	-48,14	0,00	73,55	-832,37
STR 04		-4 327,26	0,00	-286,65	-2 279,32	-503,10
STR 05		-4 471,98	-48,14	0,00	0,00	-286,13
STR 06		-4 471,98	0,00	-286,65	-2 352,88	43,13
STR 07		-4 222,38	-48,14	0,00	55,17	-689,17
STR 08		-4 222,38	0,00	-286,65	-2 297,71	-359,91
STR 09		-4 435,04	-80,24	0,00	0,00	-502,71
STR 10		-4 435,04	0,00	-477,76	-3 921,46	46,06
STR 11		-4 185,43	-80,24	0,00	55,17	-905,75
STR 12		-4 185,43	0,00	-477,76	-3 866,30	-356,98
ECCEZIONALE 01		-2 716,60	-1 500,00	0,00	0,00	-3 627,08
ECCEZIONALE 02		-2 716,60	0,00	-4 000,00	-9 848,00	65,92
SISMA 01	Max	-2 688,44	1 024,05	249,70	-2 274,06	8 699,22
SISMA 01	Min	-2 744,76	-1 024,05	-249,70	2 274,06	-8 567,38
SISMA 02	Max	-2 688,44	1 024,05	249,70	-2 274,06	8 699,22
SISMA 02	Min	-2 744,76	-1 024,05	-249,70	2 274,06	-8 567,38
SISMA 03	Max	-2 688,44	1 024,05	249,70	-2 274,06	8 699,22
SISMA 03	Min	-2 744,76	-1 024,05	-249,70	2 274,06	-8 567,38
SISMA 04	Max	-2 688,44	1 024,05	249,70	-2 274,06	8 699,22
SISMA 04	Min	-2 744,76	-1 024,05	-249,70	2 274,06	-8 567,38
SISMA 05	Max	-2 708,15	307,21	832,34	-7 580,21	2 655,91
SISMA 05	Min	-2 725,05	-307,21	-832,34	7 580,21	-2 524,07
SISMA 06	Max	-2 708,15	307,21	832,34	-7 580,21	2 655,91
SISMA 06	Min	-2 725,05	-307,21	-832,34	7 580,21	-2 524,07
SISMA 07	Max	-2 708,15	307,21	832,34	-7 580,21	2 655,91
SISMA 07	Min	-2 725,05	-307,21	-832,34	7 580,21	-2 524,07
SISMA 08	Max	-2 708,15	307,21	832,34	-7 580,21	2 655,91
SISMA 08	Min	-2 725,05	-307,21	-832,34	7 580,21	-2 524,07

### 10.5.1 Sezione e armatura di verifica

La sezione resistente è rettangolare cava, con base pari a 3,50 m (direzione perpendicolare all'asse della passerella) e altezza pari a 2,65 m (direzione perpendicolare all'asse della passerella). Lo spessore delle pareti maggiori è pari a 50 cm, mentre lo spessore delle pareti minori è pari a 70 cm.

L'armatura resistente è costituita da:

- Ø16/20 esterni
- Ø16/20 interni

L'armatura a taglio è costituita da spille Ø14/20x20. Il copriferro minimo è assunto pari a 40 mm.

### 10.5.2 Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione deviata

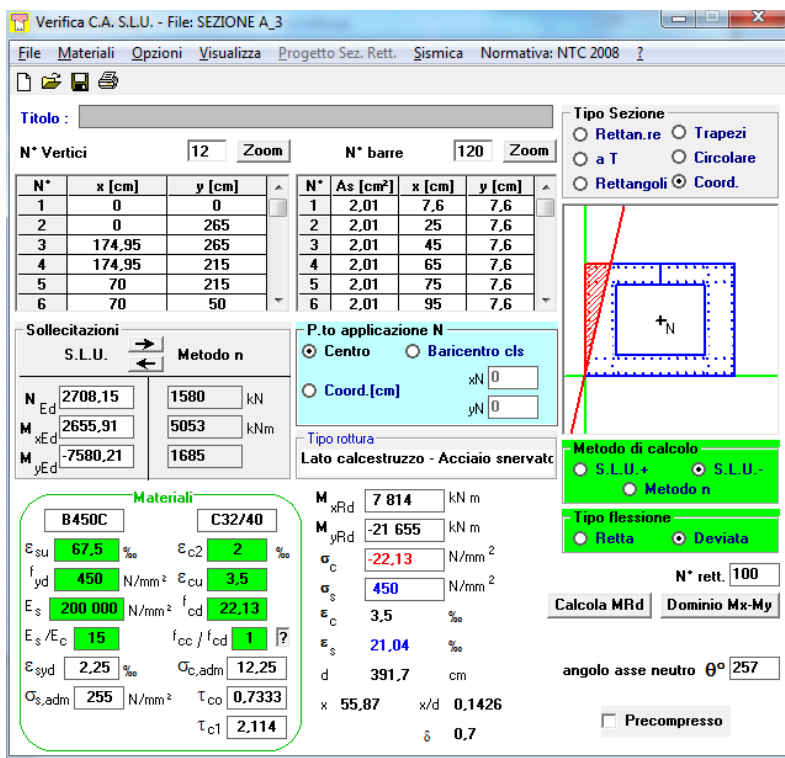
Massimo momento flettente longitudinale

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione SISMA 05.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 2.708,15$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è risultato pari a  $M_{LONG,sd} = -7.580,21$  kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è risultato pari a  $M_{TRASV,sd} = 2.655,91$  kNm.



**Titolo:** [ ]

**N° Vertici:** 12 **Zoom** **N° barre:** 120 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2,01	7,6	7,6
2	0	265	2	2,01	25	7,6
3	174,95	265	3	2,01	45	7,6
4	174,95	215	4	2,01	65	7,6
5	70	215	5	2,01	75	7,6
6	70	50	6	2,01	95	7,6

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

$N_{Ed}$	2708,15	1580	kN
$M_{xEd}$	2655,91	5053	kNm
$M_{yEd}$	-7580,21	1685	

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

**Materiali**  
B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  450 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  22,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  1  
 $\epsilon_{syd}$  2,25 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

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

**Tipo flessione:**  
 Retta  Deviata

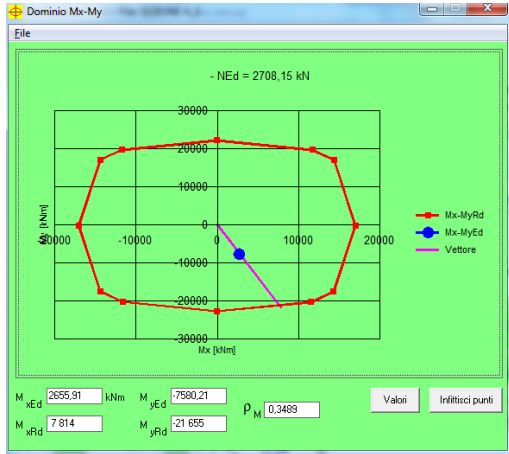
$M_{xRd}$  7 814 kN m  
 $M_{yRd}$  -21 655 kN m  
 $\sigma_c$  -22,13 N/mm²  
 $\sigma_s$  450 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  21,04 ‰  
d 391,7 cm  
x 55,87 x/d 0,1426  
 $\delta$  0,7

**Calcola MRd** **Dominio Mx-My**  
N° rett. 100  
angolo asse neutro  $\theta^\circ$  257  
 Precompresso

I momenti resistenti valgono:

- $M_{LONG,Rd} = -21.655,00$  kNm >  $M_{LONG,sd} = -7.580,21$  kNm
- $M_{TRASV,Rd} = 7.814,00$  kNm >  $M_{TRASV,sd} = 2.655,91$  kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

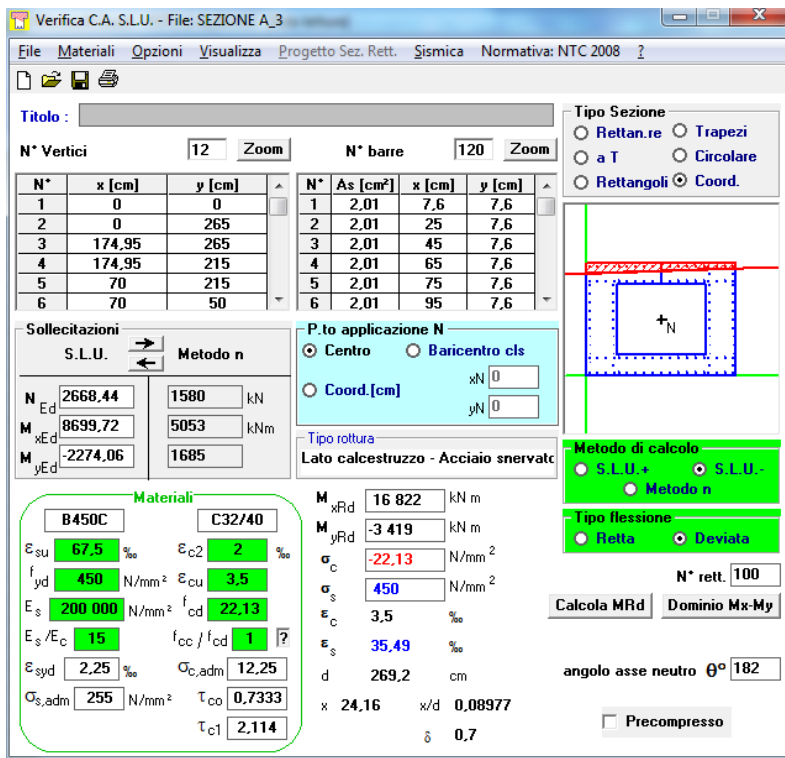
*Massimo momento flettente trasversale*

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione SISMA 02.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 2.688,44$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è risultato pari a  $M_{LONG,sd} = -2.274,06$  kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è risultato pari a  $M_{TRASV,sd} = 8.699,72$  kNm.



Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE A\_3

Titolo: [ ]

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 120 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2,01	7,6	7,6
2	0	265	2	2,01	25	7,6
3	174,95	265	3	2,01	45	7,6
4	174,95	215	4	2,01	65	7,6
5	70	215	5	2,01	75	7,6
6	70	50	6	2,01	95	7,6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 2668,44 kN M<sub>xEd</sub> 8699,72 kNm M<sub>yEd</sub> -2274,06 kNm

Materiali: B450C, C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰ f<sub>yd</sub> 450 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰ E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 22,13 N/mm² E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 1 E<sub>syd</sub> 2,25 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm² σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333 τ<sub>c1</sub> 2,114

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta, Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 182

Precompresso

M<sub>xRd</sub> 16 822 kNm M<sub>yRd</sub> -3 419 kNm σ<sub>c</sub> -22,13 N/mm² σ<sub>s</sub> 450 N/mm² ε<sub>c</sub> 3,5 ‰ ε<sub>s</sub> 35,49 ‰ d 269,2 cm x 24,16 x/d 0,08977 δ 0,7

I momenti resistenti valgono:

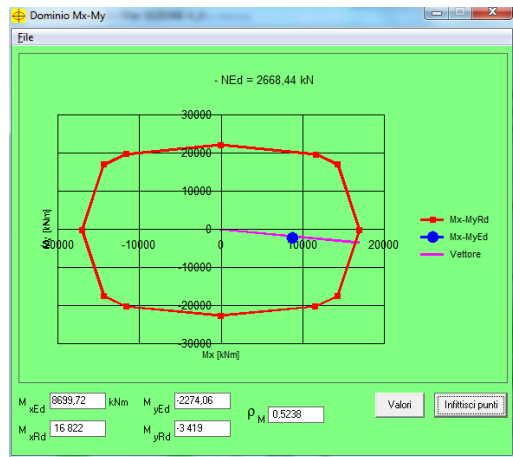
-  $M_{LONG,Rd} = -3.419,00$  kNm >  $M_{LONG,Sd} = -2.274,06$  kNm

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	52 di 120

-  $M_{\text{TRASV,Rd}} = 16.822,00 \text{ kNm} > M_{\text{TRASV,Sd}} = 8.699,72 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

### 10.5.3 Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione deviata – Combinazioni eccezionali

- *Massimo momento flettente longitudinale*

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione ECCEZIONALE 02.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{\text{Sd}} = 2.716,60 \text{ kN}$ .

Il momento flettente longitudinale di calcolo è risultato pari a  $M_{\text{LONG,Sd}} = -9.848,00 \text{ kNm}$ .

Il momento flettente trasversale di calcolo è risultato pari a  $M_{\text{TRASV,Sd}} = 65,92 \text{ kNm}$ .

Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE A\_3

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

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

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2,01	7,6	7,6
2	0	265	2	2,01	25	7,6
3	174,95	265	3	2,01	45	7,6
4	174,95	215	4	2,01	65	7,6
5	70	215	5	2,01	75	7,6
6	70	50	6	2,01	95	7,6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio sneravato

Materiali  
B450C - E1 C32/40 - E  
E<sub>su</sub>  ‰ E<sub>cc2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² E<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub> / E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub> / f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

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

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

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

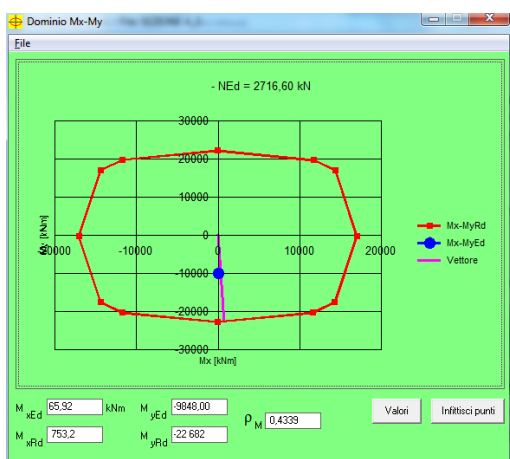
angolo asse neutro θ°

Precompresso

I momenti resistenti valgono:

- $M_{LONG,Rd} = -22.682,00 \text{ kNm} > M_{LONG,Sd} = -9.848,00 \text{ kNm}$
- $M_{TRASV,Rd} = 735,20 \text{ kNm} > M_{TRASV,Sd} = 65,92 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

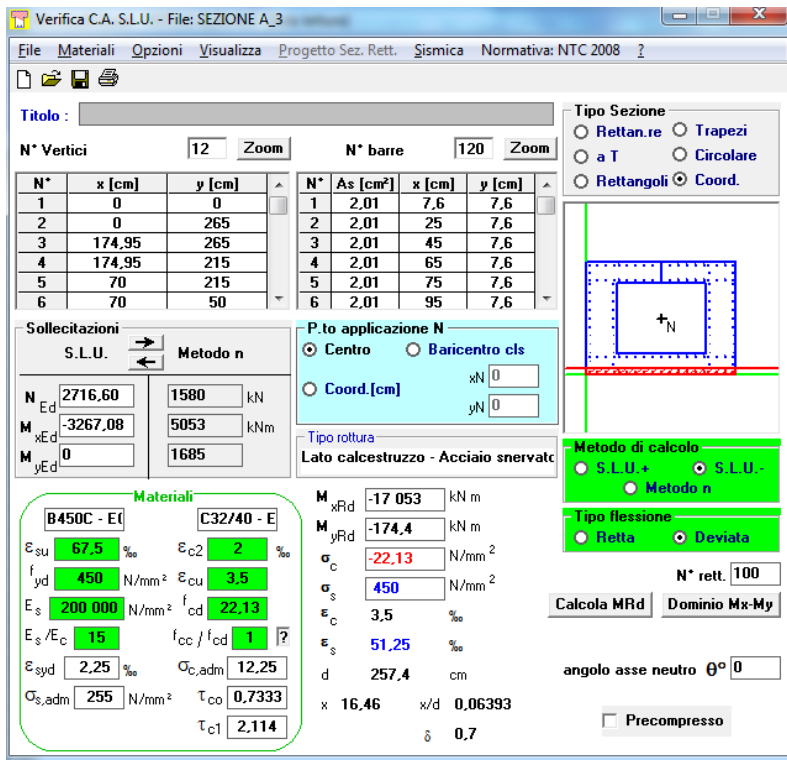
- *Massimo momento flettente trasversale*

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione ECCEZIONALE 01.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 2.716,60 \text{ kN}$ .

Il momento flettente longitudinale di calcolo è risultato pari a  $M_{LONG,Sd} = 0,00$  kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è risultato pari a  $M_{TRASV,Sd} = -3.267,08$  kNm.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: SEZIONE A\_3**

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

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

N° Vertici: 12 | Zoom | N° barre: 120 | Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2,01	7,6	7,6
2	0	265	2	2,01	25	7,6
3	174,95	265	3	2,01	45	7,6
4	174,95	215	4	2,01	65	7,6
5	70	215	5	2,01	75	7,6
6	70	50	6	2,01	95	7,6

**Sollecitazioni**

S.L.U. | Metodo n

N <sub>Ed</sub>	2716,60	1580	kN
M <sub>xEd</sub>	-3267,08	5053	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	1685	kNm

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

**Materiali**

B450C - E1 | C32/40 - E

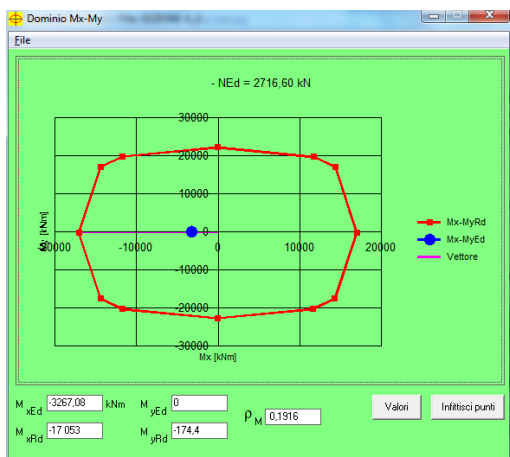
ε <sub>su</sub>	67,5	‰	ε <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	450	N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5	‰
E <sub>s</sub>	200 000	N/mm²	f <sub>cd</sub>	22,13	‰
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	1	?
ε <sub>syd</sub>	2,25	‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25	‰
σ <sub>s,adm</sub>	255	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333	
			τ <sub>c1</sub>	2,114	

M<sub>xRd</sub> -17 053 kNm  
M<sub>yRd</sub> -174,4 kNm  
σ<sub>c</sub> -22,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 450 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 51,25 ‰  
d 257,4 cm  
x 16,46 x/d 0,06393  
δ 0,7

I momenti resistenti valgono:

-  $M_{TRASV,Rd} = -17.053,00$  kNm >  $M_{TRASV,Sd} = -3.267,08$  kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>RS3E</b>	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	55 di 120

#### ***10.5.4 Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio***

Il taglio longitudinale, a favore di sicurezza, viene applicato alle sole pareti maggiori.

La verifica è eseguita su una sola delle due pareti 350 x 50 cm. Il taglio di calcolo applicato sarà pertanto pari alla metà del valore desunto dal modello di calcolo.

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{sd} = 512,02 \text{ kN}$ .

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	56 di 120

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	50,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	350,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,70	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	345,30	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R <sub>ck</sub>	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f <sub>ck</sub>	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	f <sub>cd</sub>	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f <sub>tk</sub>	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	f <sub>yk</sub>	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	f <sub>yd</sub>	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	V <sub>S,d</sub>	512,02	[kN]
Azione normale di calcolo:	N <sub>S,d</sub>	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø <sub>trasv</sub>	14,00	[mm]
Area della singola barra:	A <sub>barra</sub>	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	A <sub>tot</sub>	38,50	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b <sub>w</sub>	50,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f <sub>yd</sub>	12,45	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ <sub>cp</sub>	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo α <sub>c</sub> :	α <sub>c</sub>	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V <sub>Rsd</sub>	4 681,82	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V <sub>Rcd</sub>	9 672,72	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V <sub>R,d</sub>	4 681,82	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F <sub>S</sub> =V <sub>R,d</sub> /V <sub>S,d</sub>	9,14	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

- *Taglio massimo trasversale*

Il taglio trasversale, a favore di sicurezza, viene applicato alle sole pareti minori.



FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	57 di 120

La verifica è eseguita su una sola delle due pareti 265 x 70 cm. Il taglio di calcolo applicato sarà pertanto pari alla metà del valore desunto dal modello di calcolo.

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{sd} = 416,17$  kN.

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	70,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	265,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,70	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	260,30	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	▼
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	416,17	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	14,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	38,50	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	70,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f'_{yd}$	12,45	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	3 529,33	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	10 208,32	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	3 529,33	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	8,48	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	58 di 120

### 10.5.5 Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio – Combinazione eccezionale

- *Taglio massimo longitudinale*

Il taglio longitudinale, a favore di sicurezza, viene applicato alle sole pareti maggiori.

La verifica è eseguita su una sola delle due pareti 350 x 50 cm. Il taglio di calcolo applicato sarà pertanto pari alla metà del valore desunto dal modello di calcolo.

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{sd} = 2.000,00 \text{ kN}$ .

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	59 di 120

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	50,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	350,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,70	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	345,30	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	2000,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	14,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	38,50	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	50,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f'_{yd}$	16,60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	5 384,09	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	12 896,96	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	5 384,09	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,69	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>RS3E</b>	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	60 di 120

- *Taglio massimo trasversale*

Il taglio trasversale, a favore di sicurezza, viene applicato alle sole pareti minori.

La verifica è eseguita su una sola delle due pareti 265 x 70 cm. Il taglio di calcolo applicato sarà pertanto pari alla metà del valore desunto dal modello di calcolo.

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{sd} = 750,00 \text{ kN}$ .

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	61 di 120

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	70,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	265,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,70	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	260,30	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R <sub>ck</sub>	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f <sub>ck</sub>	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	f <sub>cd</sub>	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f <sub>tk</sub>	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	f <sub>yk</sub>	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	f <sub>yd</sub>	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	V <sub>S,d</sub>	750,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	N <sub>S,d</sub>	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø <sub>trasv</sub>	14,00	[mm]
Area della singola barra:	A <sub>barra</sub>	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	A <sub>tot</sub>	38,50	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b <sub>w</sub>	70,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f <sub>yd</sub>	16,60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ <sub>cp</sub>	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo α <sub>c</sub> :	α <sub>c</sub>	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V <sub>Rsd</sub>	4 058,73	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V <sub>Rcd</sub>	13 611,09	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V <sub>R,d</sub>	4 058,73	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F <sub>S</sub> =V <sub>R,d</sub> /V <sub>S,d</sub>	5,41	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

## 10.6 Sezione di verifica B

Nella tabella successiva sono riportati i valori sollecitanti in corrispondenza della sezione di verifica "A":

COMBINAZIONE DI CARICO	STEP	N [kN]	V <sub>trasversale</sub> [kN]	V <sub>longitudinale</sub> [kN]	M <sub>torcente</sub> [kNm]	M <sub>longitudinale</sub> [kNm]	M <sub>trasversale</sub> [kNm]
STR 01		-4 396,55	-48,14	0,00	0,00	0,00	-311,61
STR 02		-4 396,55	0,00	-286,65	20,01	-2 352,88	17,65
STR 03		-4 063,74	-48,14	0,00	0,00	73,55	-849,00
STR 04		-4 063,74	0,00	-286,65	20,01	-2 279,32	-519,73
STR 05		-4 251,25	-48,14	0,00	0,00	0,00	-300,06
STR 06		-4 251,25	0,00	-286,65	20,01	-2 352,88	29,20
STR 07		-4 001,64	-48,14	0,00	0,00	55,17	-703,11
STR 08		-4 001,64	0,00	-286,65	20,01	-2 297,71	-373,84
STR 09		-4 214,30	-80,24	0,00	0,00	0,00	-516,64
STR 10		-4 214,30	0,00	-477,76	33,36	-3 921,46	32,13
STR 11		-3 964,70	-80,24	0,00	0,00	55,17	-919,68
STR 12		-3 964,70	0,00	-477,76	33,36	-3 866,30	-370,91
ECCEZIONALE 01		-2 648,15	-1 500,00	0,00	0,00	0,00	-3 631,40
ECCEZIONALE 02		-2 648,15	0,00	-4 000,00	-1 137,88	-9 848,00	61,60
SISMA 01	Max	-2 619,99	1 024,05	249,70	26,01	-2 274,06	8 694,90
SISMA 01	Min	-2 676,31	-1 024,05	-249,70	-26,01	2 274,06	-8 571,70
SISMA 02	Max	-2 619,99	1 024,05	249,70	26,01	-2 274,06	8 694,90
SISMA 02	Min	-2 676,31	-1 024,05	-249,70	-26,01	2 274,06	-8 571,70
SISMA 03	Max	-2 619,99	1 024,05	249,70	26,01	-2 274,06	8 694,90
SISMA 03	Min	-2 676,31	-1 024,05	-249,70	-26,01	2 274,06	-8 571,70
SISMA 04	Max	-2 619,99	1 024,05	249,70	26,01	-2 274,06	8 694,90
SISMA 04	Min	-2 676,31	-1 024,05	-249,70	-26,01	2 274,06	-8 571,70
SISMA 05	Max	-2 639,71	307,21	832,34	86,71	-7 580,21	2 651,59
SISMA 05	Min	-2 656,60	-307,21	-832,34	-86,71	7 580,21	-2 528,39
SISMA 06	Max	-2 639,71	307,21	832,34	86,71	-7 580,21	2 651,59
SISMA 06	Min	-2 656,60	-307,21	-832,34	-86,71	7 580,21	-2 528,39
SISMA 07	Max	-2 639,71	307,21	832,34	86,71	-7 580,21	2 651,59
SISMA 07	Min	-2 656,60	-307,21	-832,34	-86,71	7 580,21	-2 528,39
SISMA 08	Max	-2 639,71	307,21	832,34	86,71	-7 580,21	2 651,59
SISMA 08	Min	-2 656,60	-307,21	-832,34	-86,71	7 580,21	-2 528,39

### 10.6.1 Sezione e armatura di verifica

A favore di sicurezza la sezione resistente è costituita dalle sole due pareti longitudinali (dirette trasversalmente all'asse della passerella), aventi base pari a 3,50 e altezza pari a 50 cm. I baricentri delle due pareti presentano una distanza pari a 2,15 m.

L'armatura resistente è costituita da:

- Ø16/20 esterni
- Ø16/20 interni

L'armatura a taglio è costituita da spille Ø14/20x20. Il copriferro minimo è assunto pari a 40 mm.

### 10.6.2 Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione deviata

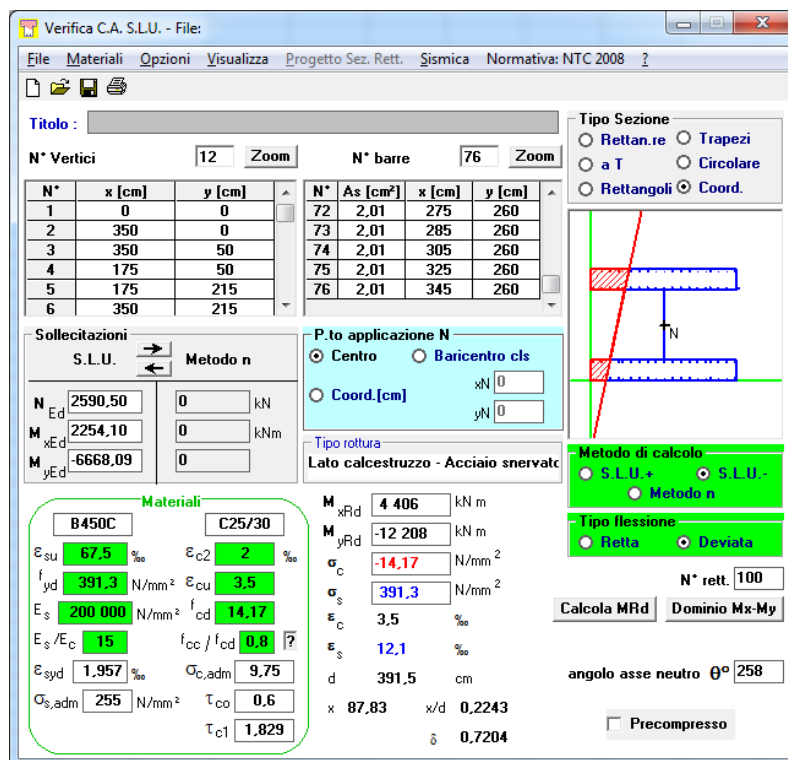
- Massimo momento flettente longitudinale

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione SISMA 05.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 2.590,50$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è risultato pari a  $M_{LONG,sd} = -6.668,09$  kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è risultato pari a  $M_{TRASV,sd} = 2.254,10$  kNm.



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

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

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

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 76 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	72	2,01	275	260
2	350	0	73	2,01	285	260
3	350	50	74	2,01	305	260
4	175	50	75	2,01	325	260
5	175	215	76	2,01	345	260
6	350	215				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 2590,50 kN  
M<sub>xEd</sub>: 2254,10 kNm  
M<sub>yEd</sub>: -6668,09 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 14,17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9,75 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,6  
τ<sub>c1</sub>: 1,829

M<sub>xRd</sub>: 4 406 kN m  
M<sub>yRd</sub>: -12 208 kN m  
σ<sub>c</sub>: -14,17 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 12,1 ‰  
d: 391,5 cm  
x: 87,83 x/d: 0,2243  
δ: 0,7204

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

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

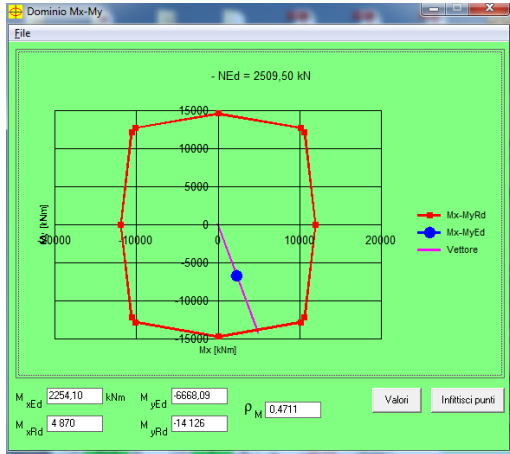
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio Mx-My  
angolo asse neutro θ°: 258  
Precompresso

I momenti resistenti valgono:

- $M_{LONG,Rd} = -14.126,00$  kNm >  $M_{LONG,sd} = -6.668,09$  kNm
- $M_{TRASV,Rd} = 4.870,00$  kNm >  $M_{TRASV,sd} = 2.254,10$  kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

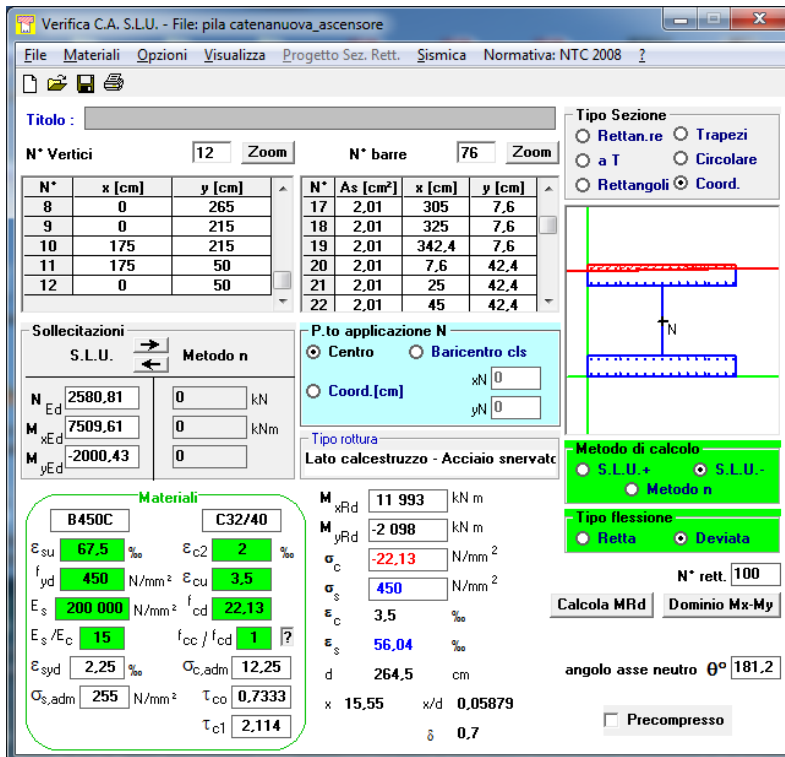
- *Massimo momento flettente trasversale*

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione SISMA 02.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 2.570,81$  kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è risultato pari a  $M_{LONG, sd} = -2.000,43$  kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è risultato pari a  $M_{TRASV, sd} = 7.509,61$  kNm.



I momenti resistenti valgono:

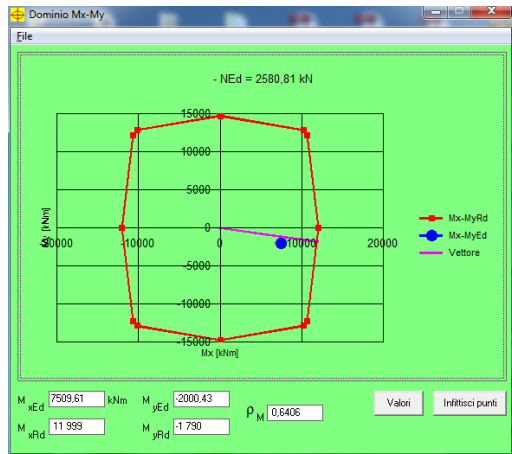


FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	65 di 120

- $M_{LONG,Rd} = -2.098,00 \text{ kNm} > M_{LONG,Sd} = -2.000,43 \text{ kNm}$
- $M_{TRASV,Rd} = 11.993,00 \text{ kNm} > M_{TRASV,Sd} = 7.509,61 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

### 10.6.3 Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione deviata – Combinazioni eccezionali

- *Massimo momento flettente longitudinale*

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione ECCEZIONALE 02.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 2.598,93 \text{ kN}$ .

Il momento flettente longitudinale di calcolo è risultato pari a  $M_{LONG,Sd} = -5.448,00 \text{ kNm}$ .

Il momento flettente trasversale di calcolo è risultato pari a  $M_{TRASV,Sd} = 1,74 \text{ kNm}$ .

Verifica C.A. S.L.U. - File: pila catenanuova\_ascensore

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

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

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 76 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
8	0	265	17	2,01	305	7,6
9	0	215	18	2,01	325	7,6
10	175	215	19	2,01	342,4	7,6
11	175	50	20	2,01	7,6	42,4
12	0	50	21	2,01	25	42,4
			22	2,01	45	42,4

Tipologia sezione:  Rettang.  Trapezi  a T  Circolare  Rettangoli  Coord.

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

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

Tipologia flessione:  Retta  Deviata

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: 269

Precompresso

**Materiali**

B450C - E1 C32/40 - E

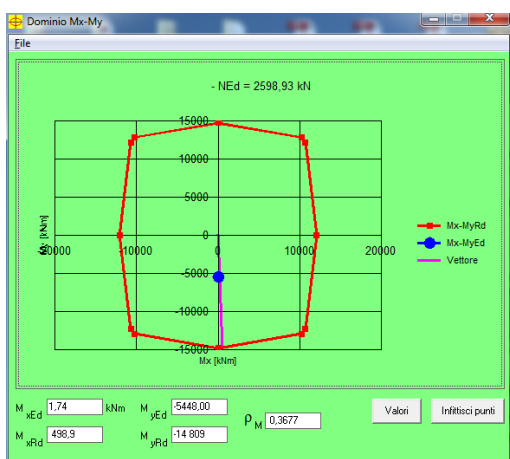
ε<sub>su</sub>: 67,5 % ε<sub>c2</sub>: 2 %  
f<sub>yd</sub>: 450 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 %  
E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 22,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 1  
ε<sub>syd</sub>: 2,25 % σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

M<sub>xRd</sub>: 498,9 kNm  
M<sub>yRd</sub>: -14 809 kNm  
σ<sub>c</sub>: -22,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 450 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3,5 %  
ε<sub>s</sub>: 23,28 %  
d: 346,8 cm  
x: 45,33 x/d: 0,1307  
δ: 0,7

I momenti resistenti valgono:

- $M_{LONG,Rd} = -14.809,00 \text{ kNm} > M_{LONG,Sd} = -5.448,00 \text{ kNm}$
- $M_{TRASV,Rd} = 498,90 \text{ kNm} > M_{TRASV,Sd} = 1,74 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

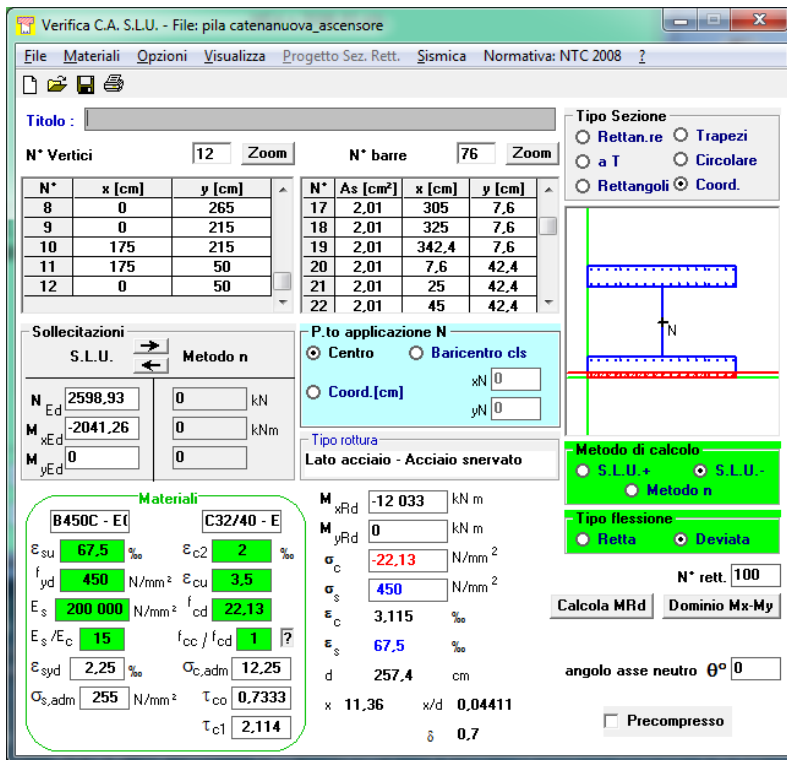
- *Massimo momento flettente trasversale*

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione ECCEZIONALE 01.

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{Sd} = 2.598,93 \text{ kN}$ .

Il momento flettente longitudinale di calcolo è risultato pari a  $M_{LONG,Sd} = 0,00$  kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è risultato pari a  $M_{TRASV,Sd} = -2.041,26$  kNm.



**Verifica C.A. S.L.U. - File: pila catenanuova\_ascensore**

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

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

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 76 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
8	0	265	17	2,01	305	7,6
9	0	215	18	2,01	325	7,6
10	175	215	19	2,01	342,4	7,6
11	175	50	20	2,01	7,6	42,4
12	0	50	21	2,01	25	42,4
			22	2,01	45	42,4

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

N<sub>Ed</sub>: 2598,93 kN  
M<sub>xEd</sub>: -2041,26 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

**Materiali**  
B450C - E<sub>c</sub> C32/40 - E<sub>c</sub>  
ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 450 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 22,13 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 1  
ε<sub>syd</sub>: 2,25 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>cl</sub>: 2,114

**M**  
M<sub>xRd</sub>: -12 033 kNm  
M<sub>yRd</sub>: 0 kNm  
σ<sub>c</sub>: -22,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 450 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3,115 ‰  
ε<sub>s</sub>: 67,5 ‰  
d: 257,4 cm  
x: 11,36 x/d: 0,04411  
δ: 0,7

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

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

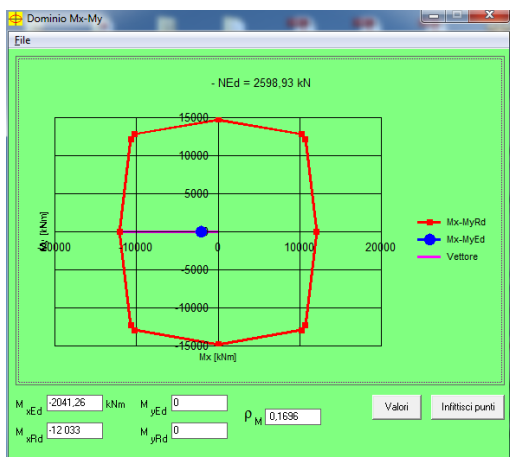
**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio Mx-My  
angolo asse neutro θ°: 0  
Precompresso

I momenti resistenti valgono:

-  $M_{TRASV,Rd} = -12.033,00$  kNm >  $M_{TRASV,Sd} = -2.041,26$  kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	68 di 120

#### 10.6.4 Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio

- Taglio massimo longitudinale

La verifica è eseguita su una sola delle due pareti 350 x 50 cm. Il taglio di calcolo applicato sarà pertanto pari alla metà del valore desunto dal modello di calcolo.

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{sd} = 511,26 \text{ kN}$ .

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	69 di 120

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	50,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	350,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,70	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	345,30	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R <sub>ck</sub>	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f <sub>ck</sub>	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	f <sub>cd</sub>	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f <sub>tk</sub>	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	f <sub>yk</sub>	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	f <sub>yd</sub>	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	V <sub>S,d</sub>	511,26	[kN]
Azione normale di calcolo:	N <sub>S,d</sub>	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	∅ <sub>trav</sub>	14,00	[mm]
Area della singola barra:	A <sub>barra</sub>	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	A <sub>tot</sub>	38,50	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b <sub>w</sub>	50,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f <sub>yd</sub>	12,45	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ <sub>cp</sub>	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo α <sub>c</sub> :	α <sub>c</sub>	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V <sub>Rsd</sub>	4 681,82	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V <sub>Rcd</sub>	9 672,72	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V <sub>R,d</sub>	4 681,82	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F <sub>S</sub> =V <sub>R,d</sub> /V <sub>S,d</sub>	9,16	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

- Taglio massimo trasversale



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO**  
**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA**  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>RS3E</b>	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	70 di 120

La verifica è eseguita su una sola delle due pareti 350 x 50 cm. Il taglio di calcolo applicato sarà pertanto pari alla metà del valore desunto dal modello di calcolo.

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{sd} = 415,58 \text{ kN}$ .

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	71 di 120

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	350,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,70	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	45,30	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	415,58	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	14,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	38,50	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	350,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f'_{yd}$	12,45	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	614,21	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	8 882,76	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	614,21	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,48	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	72 di 120

#### 10.6.5 Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio – Combinazione eccezionale

- Taglio massimo longitudinale

La verifica è eseguita su una sola delle due pareti 350 x 50 cm. Il taglio di calcolo applicato sarà pertanto pari alla metà del valore desunto dal modello di calcolo.

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{sd} = 2.000,00$  kN.



FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	73 di 120

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	50,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	350,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,70	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	345,30	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R <sub>ck</sub>	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f <sub>ck</sub>	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	f <sub>cd</sub>	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f <sub>tk</sub>	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	f <sub>yk</sub>	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	f <sub>yd</sub>	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	V <sub>S,d</sub>	2000,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	N <sub>S,d</sub>	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ:	cot(θ)	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	Ø <sub>trav</sub>	14,00	[mm]
Area della singola barra:	A <sub>barra</sub>	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	A <sub>tot</sub>	38,50	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b <sub>w</sub>	50,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f <sub>yd</sub>	16,60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ <sub>cp</sub>	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo α <sub>c</sub> :	α <sub>c</sub>	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V <sub>Rsd</sub>	5 384,09	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V <sub>Rcd</sub>	12 896,96	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	V <sub>R,d</sub>	5 384,09	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	F <sub>S</sub> =V <sub>R,d</sub> /V <sub>S,d</sub>	2,69	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

- Taglio massimo trasversale

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	74 di 120

La verifica è eseguita su una sola delle due pareti 350 x 50 cm. Il taglio di calcolo applicato sarà pertanto pari alla metà del valore desunto dal modello di calcolo.

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{sd} = 750,00$  kN.

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	350,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,70	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	45,30	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	750,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	40,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,19	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	14,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,54	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	38,50	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	350,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}$	16,60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

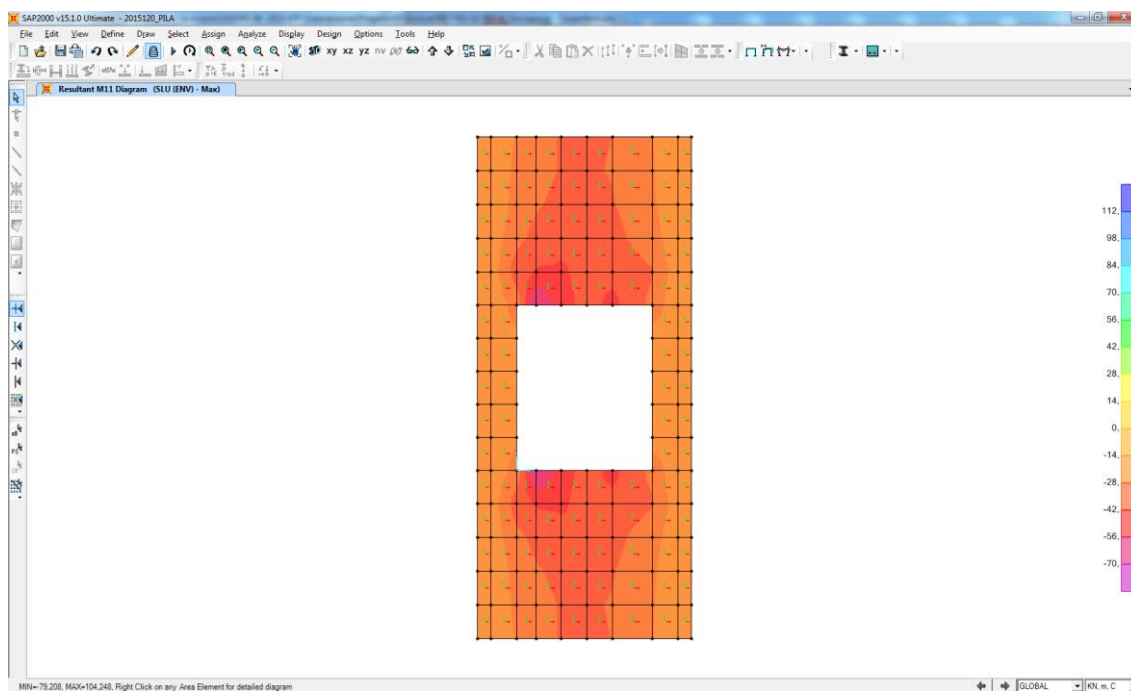
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	841,78	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	11 663,75	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	841,78	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,12	

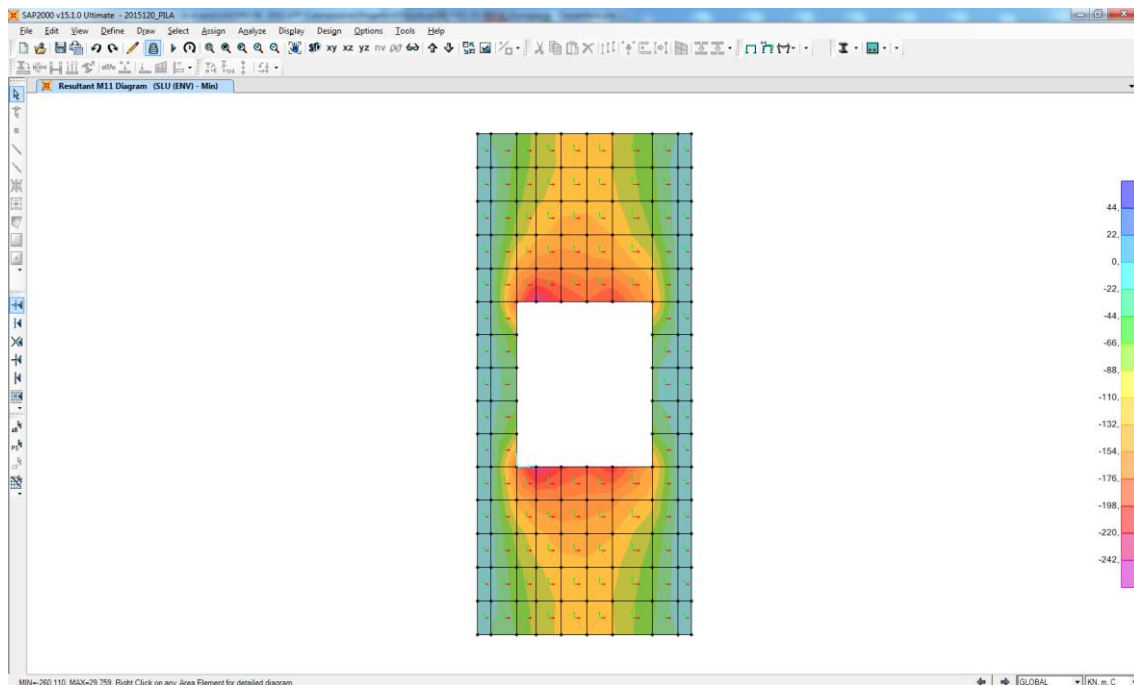
**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

### 10.7 Sezione di verifica C

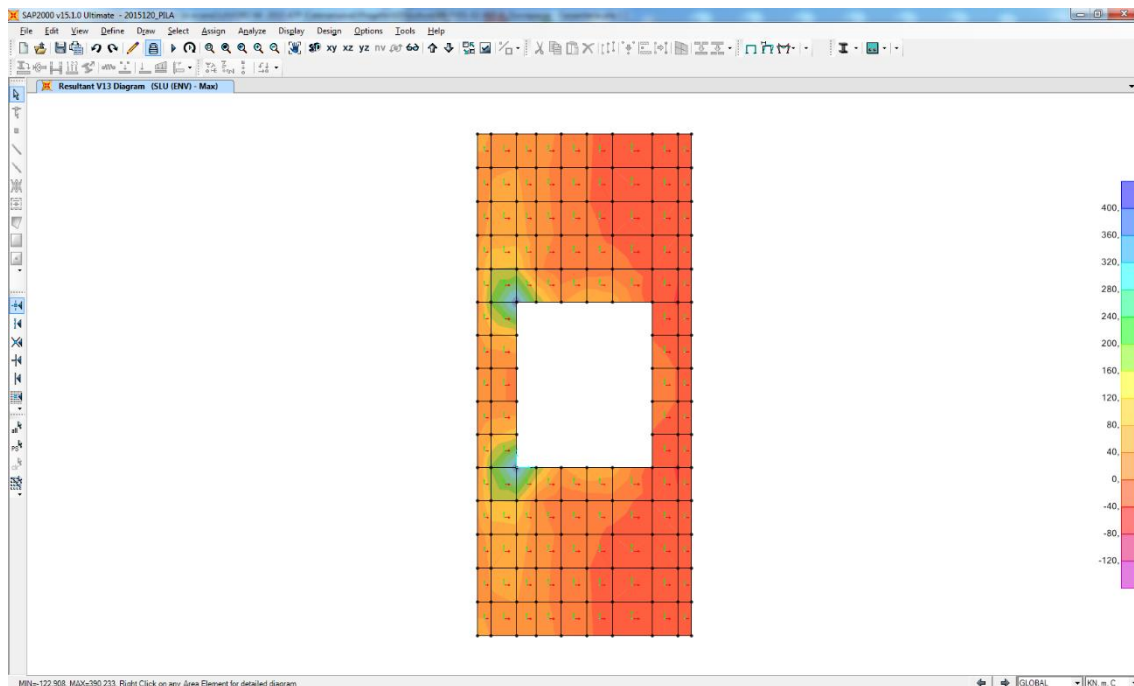
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale M11 massimo positivo (diretto parallelamente all'asse della passerella) sulla mensola per la combinazione involuppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo:



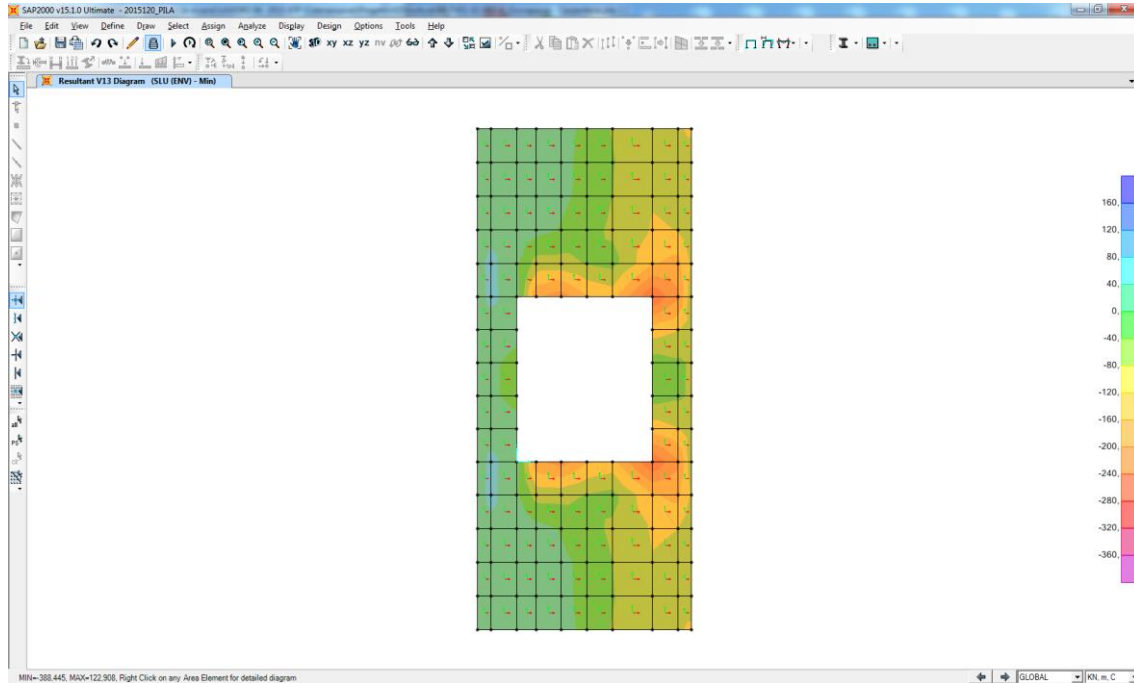
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale M11 negativo (diretto parallelamente all'asse della passerella) sulla mensola per la combinazione involuppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio longitudinale V13 massimo positivo (diretto parallelamente all'asse della passerella) sulla mensola per la combinazione involuppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio trasversale V13 negativo (diretto parallelamente all'asse della passerella) sulla mensola per la combinazione involuppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo:



### 10.7.1 Sezione e armatura di verifica

La sezione resistente è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 105 cm.

L'armatura resistente è costituita da:

- Ø16/10 superiori
- Ø16/10 inferiori

L'armatura a taglio è costituita da spille Ø12/20x20. Il copriferro minimo è assunto pari a 40 mm.

### 10.7.2 Verifica a Stato Limite ultimo per flessione semplice

Il momento flettente di calcolo è risultato pari a  $M_{Sd} = -242,00$  kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: [nomefile].dat

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

Titolo: [ ]

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	105	1	20,11	7
			2	20,11	98

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -242 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -872,3 kNm

Materiali

B450C	C32/40
E <sub>su</sub> 67,5 ‰	E <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 450 N/mm²	E <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200 000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 22,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 1
ε <sub>syd</sub> 2,25 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 12,25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,7333
	τ <sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -22,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 450 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 52,43 ‰  
d 98 cm  
x 6,133 x/d 0,06258  
δ 0,7

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

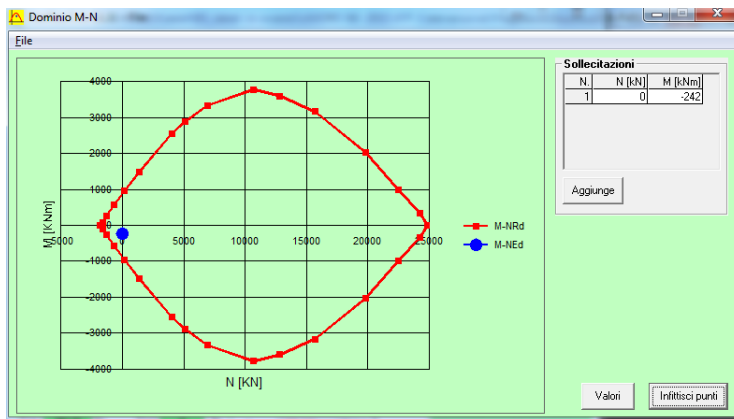
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente vale:

$$- M_{Rd} = -872,30 \text{ kNm} > M_{Sd} = -242,00 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

### 10.7.3 Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{Sd} = 400,00 \text{ kN}$ .

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	79 di 120

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	105,00	[cm]
Copriferro netto:	c	5,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	100,00	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	400,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	12,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	28,25	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}'$	12,45	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

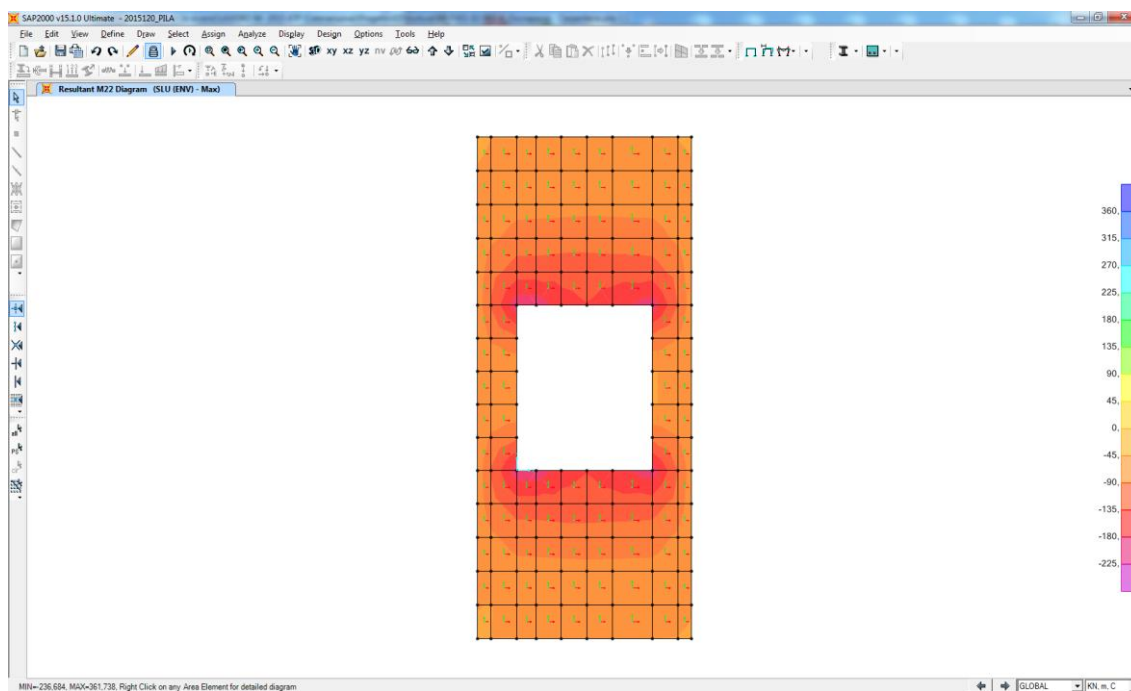
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	994,89	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	5 602,50	[kN]

<b>AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:</b>	$V_{R,d}$	<b>994,89</b>	[kN]
<b>COEFFICIENTE DI SICUREZZA:</b>	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	<b>2,49</b>	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

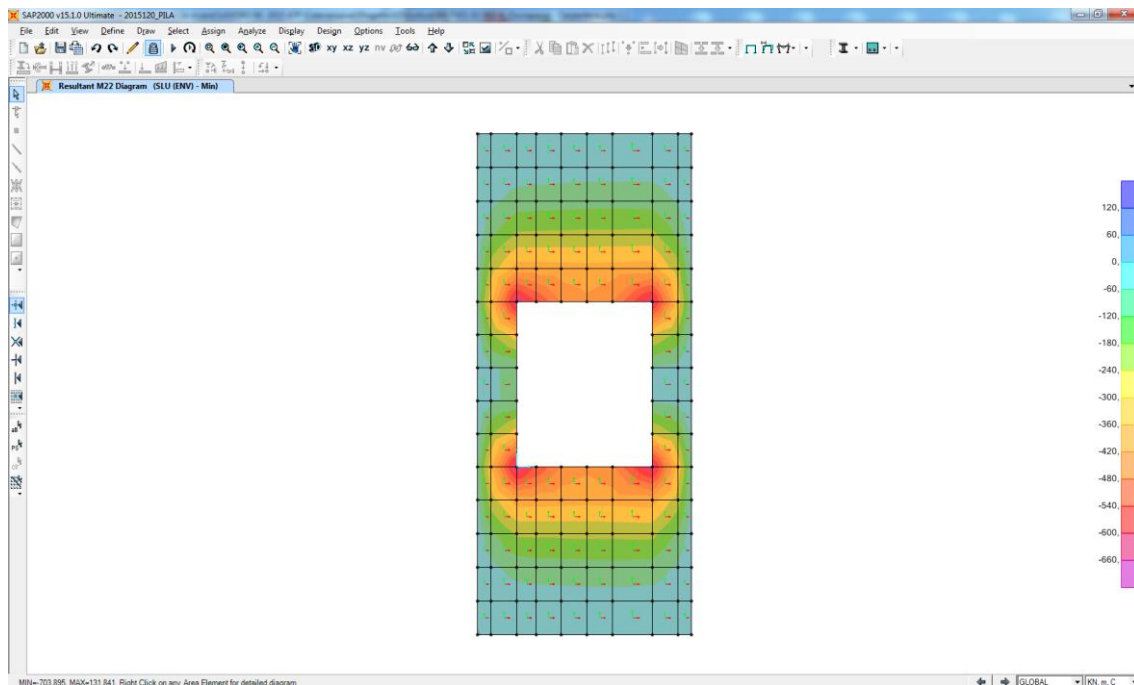
### 10.8 Sezione di verifica D

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale M22 massimo positivo (diretto trasversalmente all'asse della passerella) sulla mensola per la combinazione involuppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo:

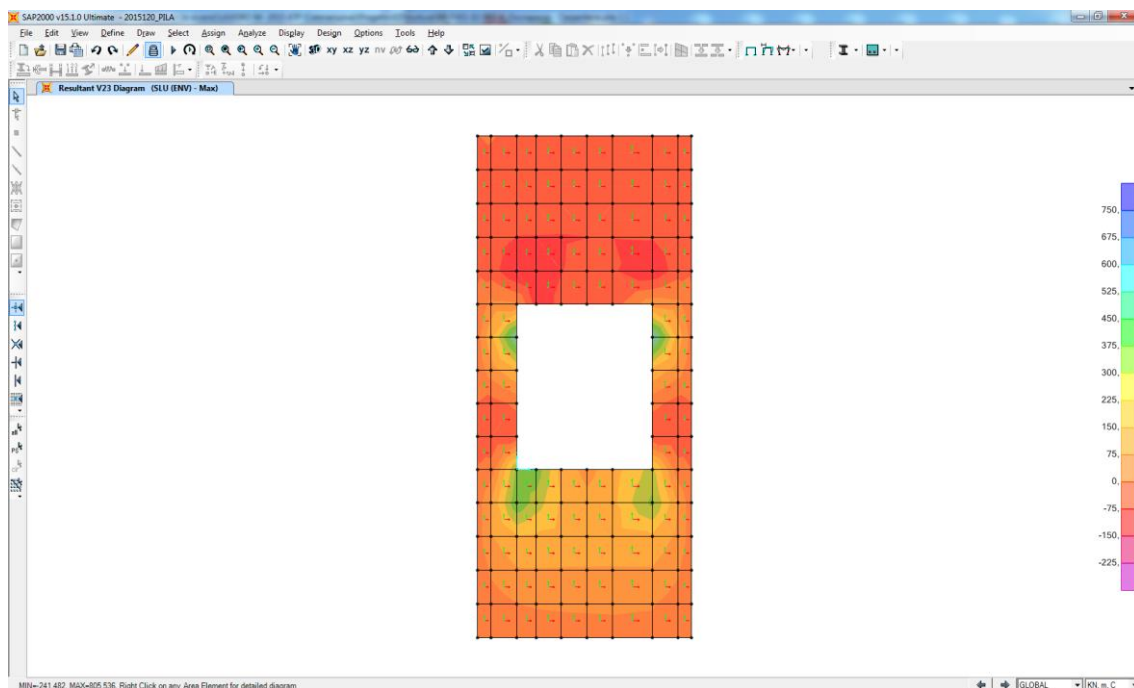


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale M22 negativo (diretto trasversalmente all'asse della passerella) sulla mensola per la combinazione involuppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo:

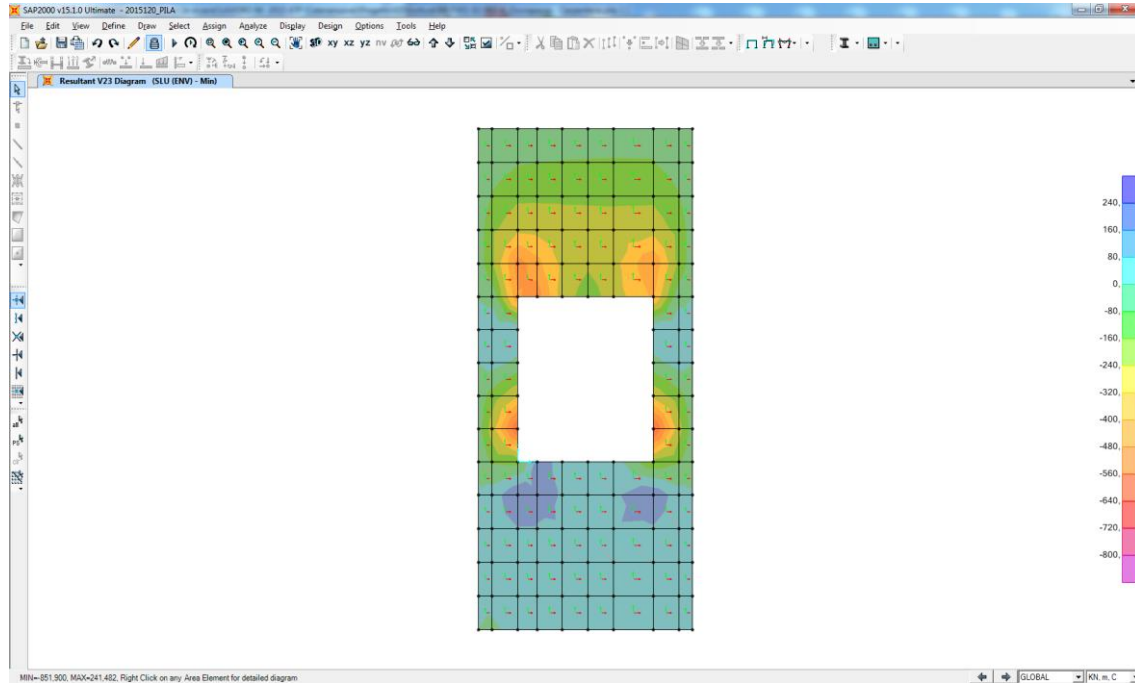




Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio longitudinale V23 massimo positivo (diretto trasversalmente all'asse della passerella) sulla mensola per la combinazione involuppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio longitudinale V23 negativo (diretto trasversalmente all'asse della passerella) sulla mensola per la combinazione involuppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo:



### 10.8.1 Verifica a Stato Limite ultimo per flessione semplice

La sezione resistente è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 105 cm.

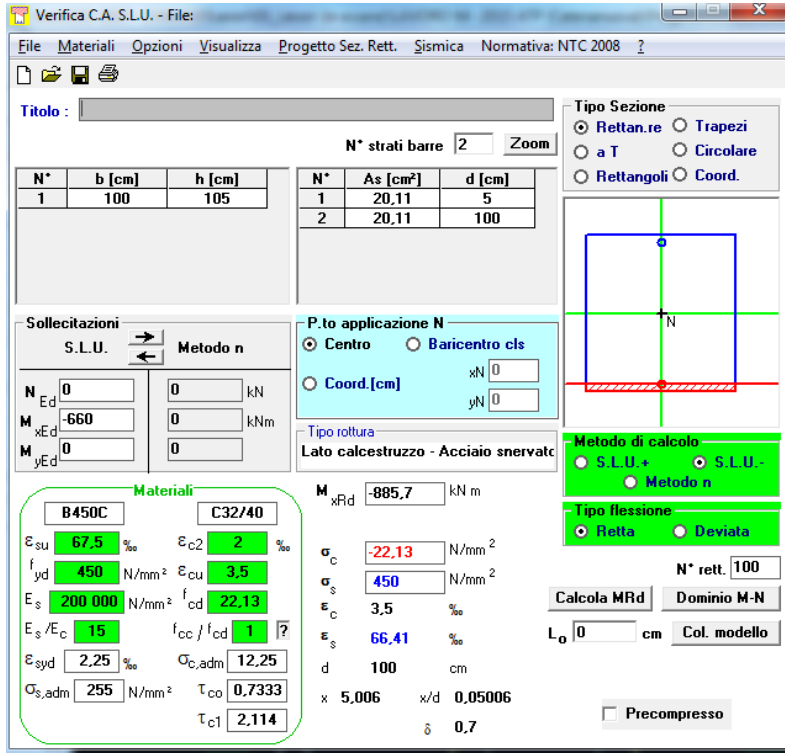
L'armatura resistente è costituita da:

- Ø16/10 superiori
- Ø16/10 inferiori

L'armatura a taglio è costituita da spille Ø12/20x20. Il copriferro minimo è assunto pari a 40 mm.

### 10.8.2 Verifica a Stato Limite ultimo per flessione semplice

Il momento flettente di calcolo è risultato pari a  $M_{Sd} = -660,00 \text{ kNm}$ .



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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	105	1	20,11	5
			2	20,11	100

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C  C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  450 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  22,13 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  1  
 $\epsilon_{syd}$  2,25 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

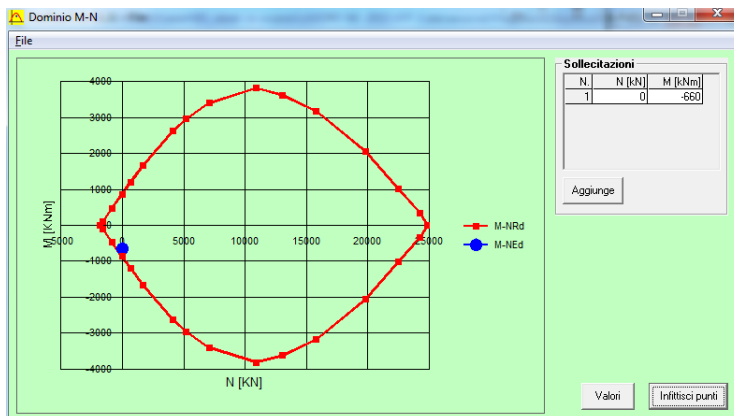
$M_{xRd}$  -885,7 kNm  
 $\sigma_c$  -22,13 N/mm²  
 $\sigma_s$  450 N/mm²  
 $\epsilon_s$  3,5 ‰  
 $\epsilon_{ss}$  66,41 ‰  
 $d$  100 cm  
 $x$  5,006  $x/d$  0,05006  
 $\delta$  0,7

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$  0 cm **Col. modello**  
 Precompresso

Il momento resistente vale:

-  $M_{Rd} = -885,70 \text{ kNm} > M_{Sd} = -660,00 \text{ kNm}$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

### 10.8.3 Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio

Il taglio di calcolo è risultato pari a  $V_{Sd} = -800,00 \text{ kN}$ .

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	84 di 120

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	105,00	[cm]
Copriferro netto:	c	5,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	100,00	[cm]

#### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck}$	40,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	$f_{ck}$	33,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk}$	540,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk}$	450,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	800,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trasv}$	12,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	28,25	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f'_{yd}$	12,45	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	994,89	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	5 602,50	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	994,89	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,24	

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

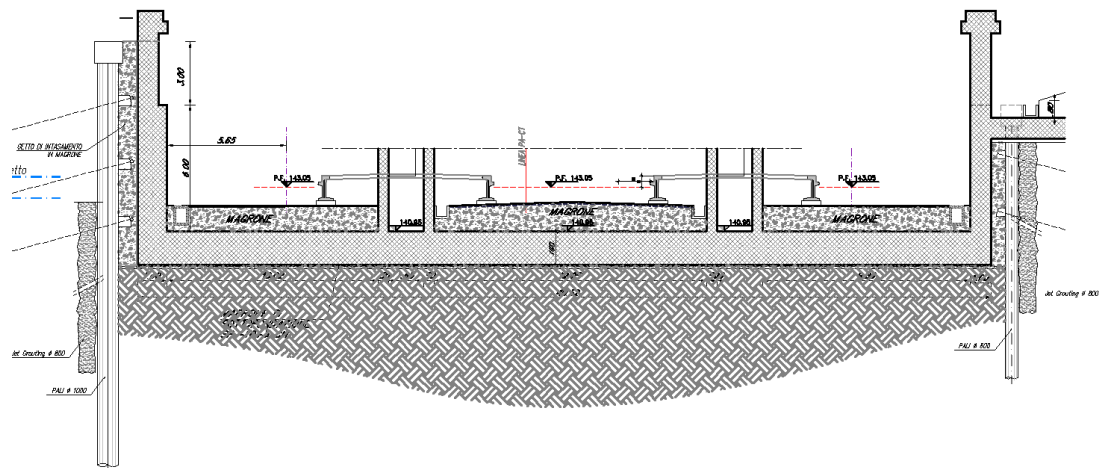
### 10.9 Valutazione delle azioni massime a estradosso zattera di fondazione

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti massime valutati allo spiccato delle elevazioni (estradosso zattera di fondazione):

COMBINAZIONE DI CARICO	STEP	N [kN]	V <sub>trasversale</sub> [kN]	V <sub>longitudinale</sub> [kN]	M <sub>longitudinale</sub> [kNm]	M <sub>trasversale</sub> [kNm]
STR 01		-4 660,06	-48,14	0,00	0,00	-294,98
STR 02		-4 660,06	0,00	-286,65	-2 352,88	34,28
STR 03		-4 327,26	-48,14	0,00	73,55	-832,37
STR 04		-4 327,26	0,00	-286,65	-2 279,32	-503,10
STR 05		-4 471,98	-48,14	0,00	0,00	-286,13
STR 06		-4 471,98	0,00	-286,65	-2 352,88	43,13
STR 07		-4 222,38	-48,14	0,00	55,17	-689,17
STR 08		-4 222,38	0,00	-286,65	-2 297,71	-359,91
STR 09		-4 435,04	-80,24	0,00	0,00	-502,71
STR 10		-4 435,04	0,00	-477,76	-3 921,46	46,06
STR 11		-4 185,43	-80,24	0,00	55,17	-905,75
STR 12		-4 185,43	0,00	-477,76	-3 866,30	-356,98
ECCEZIONALE 01		-2 716,60	-1 500,00	0,00	0,00	-3 627,08
ECCEZIONALE 02		-2 716,60	0,00	-4 000,00	-9 848,00	65,92
SISMA 01	Max	-2 688,44	1 024,05	249,70	-2 274,06	8 699,22
SISMA 01	Min	-2 744,76	-1 024,05	-249,70	2 274,06	-8 567,38
SISMA 02	Max	-2 688,44	1 024,05	249,70	-2 274,06	8 699,22
SISMA 02	Min	-2 744,76	-1 024,05	-249,70	2 274,06	-8 567,38
SISMA 03	Max	-2 688,44	1 024,05	249,70	-2 274,06	8 699,22
SISMA 03	Min	-2 744,76	-1 024,05	-249,70	2 274,06	-8 567,38
SISMA 04	Max	-2 688,44	1 024,05	249,70	-2 274,06	8 699,22
SISMA 04	Min	-2 744,76	-1 024,05	-249,70	2 274,06	-8 567,38
SISMA 05	Max	-2 708,15	307,21	832,34	-7 580,21	2 655,91
SISMA 05	Min	-2 725,05	-307,21	-832,34	7 580,21	-2 524,07
SISMA 06	Max	-2 708,15	307,21	832,34	-7 580,21	2 655,91
SISMA 06	Min	-2 725,05	-307,21	-832,34	7 580,21	-2 524,07
SISMA 07	Max	-2 708,15	307,21	832,34	-7 580,21	2 655,91
SISMA 07	Min	-2 725,05	-307,21	-832,34	7 580,21	-2 524,07
SISMA 08	Max	-2 708,15	307,21	832,34	-7 580,21	2 655,91
SISMA 08	Min	-2 725,05	-307,21	-832,34	7 580,21	-2 524,07

## 11 ANALISI E VERIFICHE MURO AD U COMPRESO TRA LE PARATIE PROVVISORIE

Nel seguito del presente paragrafo si riporta la verifica del muro a U compreso tra le paratie con funzione provvisoria D1000 (sul lato sinistro) e D600 (sul lato destro). A vantaggio di sicurezza non si è tenuto conto nella presenza delle paratie provvisorie, pertanto le spinte sui piedritti sono state considerate interamente applicate.

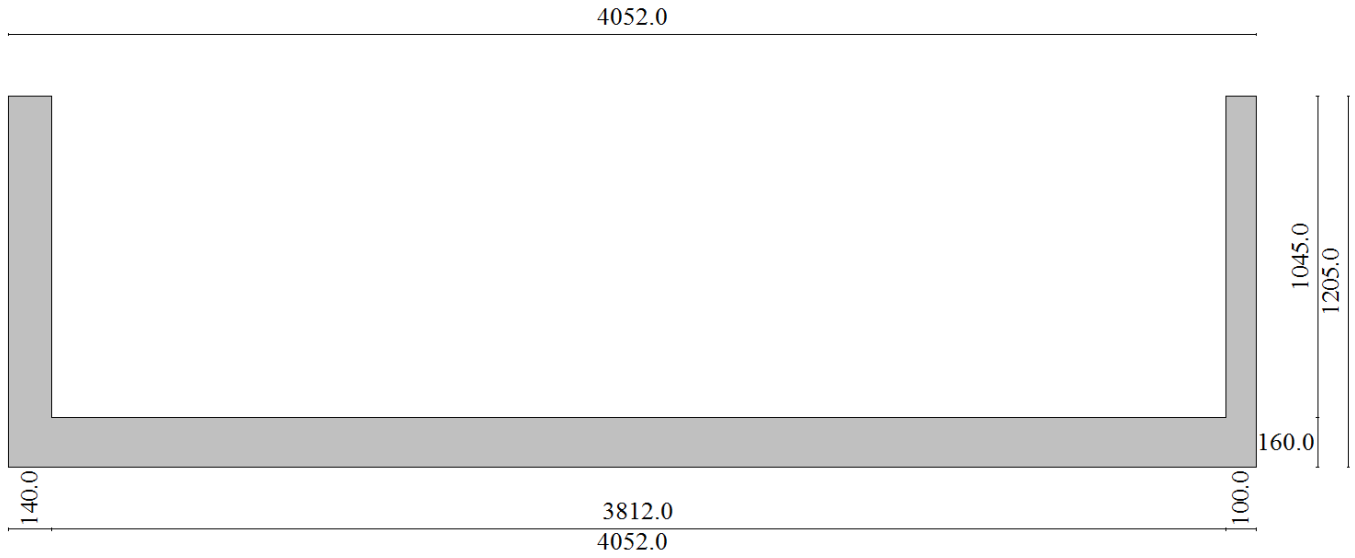


### 11.1 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato sviluppato mediante ausilio del software di calcolo SCAT v.14 prodotto dalla AZTEC Informativa di cui nel seguito si riporta il modello geometrico-geotecnico, i carichi immessi in input, i risultati in termini di sollecitazione e le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera.



*Modello Geotecnico di Riferimento (quote in cm)*



Modello Geometrico di Riferimento (quote in cm)

## Geometria scatolare

Altezza esterna	12.05	[m]
Larghezza esterna	40.52	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	1.40	[m]
Spessore piedritto destro	1.00	[m]
Spessore fondazione	1.60	[m]

## Caratteristiche strati terreno

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base AAC	
Peso di volume	20.5000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.5000	[kN/mc]
Angolo di attrito	24.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	24.00	[°]
Coesione	10	[kPa]
Costante di Winkler	37	[kPa/cm]
Tensione limite	1000	[kPa]

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	88 di 120

## Caratteristiche materiali utilizzati

### Materiale calcestruzzo

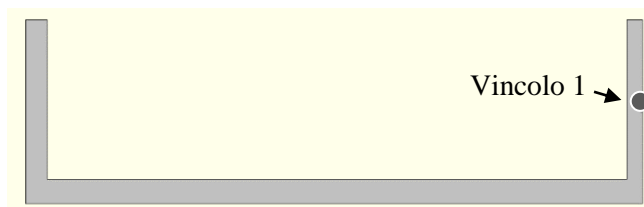
$R_{ck}$ calcestruzzo	37000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	32532520	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	431499	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso ( $n'$ )	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls ( $n$ )	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Per tener conto della presenza della soletta di contrasto sul piedritto destro è stato introdotto nel modello di calcolo un vincolo fisso alla traslazione orizzontale posta in corrispondenza della quota dell'asse della soletta, ovvero pari a circa 6.05 rispetto alla quota di imposta della fondazione.

## Vincoli

### Simbologia adottata

$X$	Ascissa del vincolo espressa in m
$V_x$	Grado di libertà in direzione X
$V_y$	Grado di libertà in direzione Y
$V_r$	Grado di libertà rotazionale



Nr.	X [m]	$V_x$	$V_y$	$V_r$
1	6.05	VINCOLATO	LIBERO	LIBERO



## 11.2 interazione terreno-fondazione

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa. Indicando con  $u$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma  $K_w u = p$ . Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $u$ :  $u = K_w^{-1} p$ . Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

Per le analisi d'interazione struttura-terreno in direzione verticale, il coefficiente di sottofondo alla Winkler può essere determinato con la seguente relazione:

$$k_w = \frac{E}{(1-\nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

$E'$  = modulo di deformazione elastico del terreno;

$\nu$  = coefficiente di Poisson =0.3;

$B$  = larghezza della fondazione.

$c_t$  = fattore di forma, coefficiente adimensionale ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (vedasi tabella seguente).

Fondazione Rigida	$c_t$
- rettangolare con $L/B \leq 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
- rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove $L$ é il lato maggiore della fondazione.	

Sulla base della geometria della fondazione e delle condizioni geotecniche locali verrà valutato il modulo di deformazione elastico per il calcolo del coefficienti di sottofondo. In particolare il modulo di deformazione elastico potrà essere determinato dal modulo di deformazione elastico iniziale ( $E_0$ ) come  $E = E_0 / (3 \div 5)$ .

Di seguito si riportano, in forma tabellare, i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, sulla scorta del valore di progetto di  $E$  attribuito allo strato di Fondazione costituito nel caso in esame dall'unità AAC, avendo considerato una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaboranti:

$E'(\text{KN/m}^2) =$	120000
$\nu =$	0.25
$B \text{ (m)} =$	40.5
$L \text{ (m)} =$	40.5
$c_t =$	0.85

$K_w \text{ [kN/m}^3\text{]} =$	3704
---------------------------------	------

### 11.3 Analisi dei carichi

Di seguito sono riportate le condizioni di carico elementari utilizzate ai fini delle combinazioni di carico impiegate per le verifiche di resistenza.

#### 11.3.1 Peso proprio

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo, avendo considerato un peso dell'unità di volume del c.a.  $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$ .

#### 11.3.2 Spinta a riposo del terreno sui piedritti (cond. di carico 7)

Per la valutazione delle Spinte del terreno sui piedritti, in considerazione della ridotta capacità de formativa dell'opera, si è assunto che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente):

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione (Jaky,1948):  $k_0 = 1 - \sin \varphi$ . Dove  $\varphi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco assunto pari a  $24^\circ$  (Unità bnc). Pertanto:  $k_0 = 0.593$ .

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K_0 + p_v \cdot K_0$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 \cdot H$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Nel caso in esame si ha:


N°	Tipo	Destinazione	Descrizione
1	Distribuito	P.Destro	Yi=0.00 m - Yf=6.05 m - Vni=-109.40 kN/m - Vnf=-40.00 kN/m - Vti=0.00 kN/m - Vtf=0.00 kN/m
2	Distribuito	P.Sinistro	Yi=0.00 m - Yf=12.05 m - Vni=139.40 kN/m - Vnf=0.00 kN/m - Vti=0.00 kN/m - Vtf=0.00 kN/m

#### PIEDRITTO SX

$H_{\text{rinfianco}} =$	12.05 m
$k_0 =$	0.593
$p_v =$	0 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{h,\text{max}} =$	139.4 kN/m <sup>2</sup>

#### PIEDRITTO dx

$H_{\text{rinfianco}} =$	6 m
$k_0 =$	0.593
$p_v = G_{\text{soletta}} =$	40 kN/m <sup>2</sup>
$\sigma_{h,\text{max}} =$	109.4 kN/m <sup>2</sup>

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA</b> PROGETTO DEFINITIVO TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA					
	FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3E</b>	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FV 01 02 001	REV. A

### 11.3.3 Spinta in presenza di falda (cond. di carico 10)

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento:

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua.

Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in esame la falda è posta a circa 3m al di sopra del piano d'imposta della fondazione pertanto la spinta idrostatica agente sui piedritti è pari a:

Carichi struttura - condizione nr. 10			
N°	Tipo	Destinazione	Descrizione
1	Distribuito	P.Sinistro	Yi=0.00 m - Yf=3.00 m - Vni=30.00 kN/m - Vnf=0.00 kN/m - Vti=0.00 kN/m - Vtf=0.00 kN/m
2	Distribuito	P.Destro	Yi=0.00 m - Yf=3.00 m - Vni=-30.00 kN/m - Vnf=0.00 kN/m - Vti=0.00 kN/m - Vtf=0.00 kN/m

#### PIEDRITTO SX

$$H_w = 3 \text{ m}$$

$$\sigma_w = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

#### PIEDRITTO dx

$$H_w = 3 \text{ m}$$

$$\sigma_w = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

### 11.3.4 Azioni Sismiche (cond. di carico 11)

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k.

#### Forze d'inerzia

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h * W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v * W$$


I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{ma} * g$$

$$k_v = \pm 0,5 * k_h$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA</b> PROGETTO DEFINITIVO TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA					
	FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3E</b>	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FV 01 02 001	REV. A

Nel caso specifico, in accordo a quanto già riportato al paragrafo 6:

Condizione	Categoria sottosuolo	$a_g/g$	$S=S_sSt$	$a_{max}/g$	$\beta_m$ (-)	$K_h$ (-)
SLV	B	0.172	1.20	0.206	1.00	0.206

dove:

- $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito,
- $\beta$  è il coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 14/01/2008).

Nel caso in esame si assume  $\beta=1$  in accordo alla teoria di Wood.

### Spinta sismica terreno

In corrispondenza di un evento sismico è necessario tener conto dell'amplificazione/deamplificazione delle spinte del terreno a monte e a valle dell'opera. Si trascurano gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la struttura di sostegno (DM 14/01/2008).

Le spinte del terreno in fase sismica, sono state determinate con la **teoria di Wood**, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza  $H$  viene determinata con la seguente espressione:  $\Delta S_E = K_h \cdot \gamma \cdot H^2$

L'effetto del sisma è ottenuto applicando un incremento di spinta del terreno valutato secondo la teoria di Wood, agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera. Utilizzando la formulazione seguente:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \gamma \cdot H^2 = E$$

Dove  $\gamma$  rappresenta il peso del volume di terreno che interagisce con l'opera,  $H$  rappresenta l'altezza totale dell'opera (comprensiva del tratto infisso),  $S$  è il coeff. di amplificazione locale mentre  $a_g$  è la PGA.

Nel caso in esame:

Carichi struttura - condizione nr. 11			
N°	Tipo	Destinazione	Descrizione
1	Distribuito	P.Destro	$Y_i=0.00$ m - $Y_f=6.05$ m - $V_{ni}=24.10$ kN/m - $V_{nf}=24.10$ kN/m - $V_{ti}=0.00$ kN/m - $V_{tf}=0.00$ kN/m
2	Distribuito	P.Sinistro	$Y_i=0.00$ m - $Y_f=12.05$ m - $V_{ni}=48.50$ kN/m - $V_{nf}=48.50$ kN/m - $V_{ti}=0.00$ kN/m - $V_{tf}=0.00$ kN/m

### PIEDRITTO SX

Hrinfianco= 12.05 m  
 $k_h = 0.206$   
 $\Delta\sigma_{h,sism} = 48.5$  kN/m<sup>2</sup>

### PIEDRITTO dx

Hrinfianco= 6 m  
 $k_h = 0.206$   
 $\Delta\sigma_{h,sism} = 24.1$  kN/m<sup>2</sup>

### 11.3.5 Scarichi pile in fondazione

Sulla base di quanto esposto al paragrafo 11.3.5 si riportano nel seguito gli scarichi massimi in fondazione, intesi come le azioni massimi trasmissibili dalle pile sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche sulla platea di fondazione del muro ad U:

COMB.	N	V <sub>trasv</sub>	V <sub>long</sub>	M <sub>long</sub>	M <sub>trasv</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
<b>STR</b>	-4660.06	-80.24	-477.76	-3921.46	-905.75
<b>SLVTrasv</b>	-2744.76	-1024.05	-249.7	2274.06	-8699.22
<b>SLVLong</b>	-2725.05	-307.21	-832.34	7580.21	2655.91

Essendo tuttavia l'analisi a metro lineare in direzione trasversale al sovrappasso, le sollecitazioni trasversale non sono state considerate, mentre le sollecitazioni longitudinali sono state diffuse a partire dalla base d'impronta delle pile fino alla mezzeria dello spessore del solettone di fondazione secondo un angolo di diffusione pari a 45°:

$$L_{diff} = L_{long,pila} + 2 \cdot (sf/2 \cdot \tan 45^\circ) = 3.60 + 2 \cdot (1.60/2) = 5.20m$$

Pertanto le sollecitazioni a metro lineare a base pila, maggiormente significativa ai fini delle analisi, sono pari a:

SOLLECITAZIONI A METRO LINEARE					
COMB.	N	V <sub>trasv</sub>	V <sub>long</sub>	M <sub>long</sub>	M <sub>trasv</sub>
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
<b>STR (cond. 8)</b>	-896.17	-	-91.88	-754.13	-
<b>SLVTrasv</b>	-	-	-	-	-
<b>SLVLong (cond. 9)</b>	-524.05	-	-160.07	1457.73	-

N°	Tipo	Destinazione	Descrizione
1	Concentrato	Fondazione	X=12.00 m - F <sub>y</sub> =896.17 kN - F <sub>x</sub> =-91.88 kN - M=-754.13 kNm
2	Concentrato	Fondazione	X=27.60 m - F <sub>y</sub> =896.17 kN - F <sub>x</sub> =-91.88 kN - M=-754.13 kNm

N°	Tipo	Destinazione	Descrizione
1	Concentrato	Fondazione	X=12.00 m - F <sub>y</sub> =524.05 kN - F <sub>x</sub> =-160.07 kN - M=1457.73 kNm
2	Concentrato	Fondazione	X=27.60 m - F <sub>y</sub> =524.05 kN - F <sub>x</sub> =-160.07 kN - M=1457.73 kNm

### 11.3.6 Riepilogo condizioni di carico

#### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

#### Simbologia adottata e unità di misura

##### Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F <sub>y</sub>	componente Y del carico concentrato
F <sub>x</sub>	componente X del carico concentrato
M	momento
	Carichi concentrati espressi in kN
	Coppie concentrate espressi in kNm
	Carichi distribuiti espressi in kN/m

##### Forze distribuite

X <sub>i</sub> , X <sub>f</sub>	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y <sub>i</sub> , Y <sub>f</sub>	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V <sub>ni</sub>	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V <sub>nf</sub>	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V <sub>ii</sub>	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V <sub>if</sub>	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D <sub>te</sub>	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D <sub>ti</sub>	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

#### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

##### Condizione di carico n° 7 (Spinta terreno)

Distr	Pied_D	Y <sub>i</sub> = 0.00	Y <sub>f</sub> = 6.05	V <sub>ni</sub> = -109.40	V <sub>nf</sub> = -40.00	V <sub>ii</sub> = 0.00 V <sub>if</sub> = 0.00
Distr	Pied_S	Y <sub>i</sub> = 0.00	Y <sub>f</sub> = 12.05	V <sub>ni</sub> = 139.40	V <sub>nf</sub> = 0.00	V <sub>ii</sub> = 0.00 V <sub>if</sub> = 0.00

##### Condizione di carico n° 8 (Scarichi PILE STR)

Conc	Fondaz.	X= 12.00	F <sub>y</sub> = 896.17	F <sub>x</sub> = -91.88	M= -754.13
Conc	Fondaz.	X= 27.60	F <sub>y</sub> = 896.17	F <sub>x</sub> = -91.88	M= -754.13

##### Condizione di carico n° 9 (Scarichi Pile SLV)

Conc	Fondaz.	X= 12.00	F <sub>y</sub> = 524.05	F <sub>x</sub> = -160.07	M= 1457.73
Conc	Fondaz.	X= 27.60	F <sub>y</sub> = 524.05	F <sub>x</sub> = -160.07	M= 1457.73

##### Condizione di carico n° 10 (Spinta falda)

Distr	Pied_S	Y <sub>i</sub> = 0.00	Y <sub>f</sub> = 3.00	V <sub>ni</sub> = 30.00	V <sub>nf</sub> = 0.00	V <sub>ii</sub> = 0.00 V <sub>if</sub> = 0.00
Distr	Pied_D	Y <sub>i</sub> = 0.00	Y <sub>f</sub> = 3.00	V <sub>ni</sub> = -30.00	V <sub>nf</sub> = 0.00	V <sub>ii</sub> = 0.00 V <sub>if</sub> = 0.00

##### Condizione di carico n° 11 (Incremento Spinta sismica Pdx)

Distr	Pied_D	Y <sub>i</sub> = 0.00	Y <sub>f</sub> = 6.05	V <sub>ni</sub> = 24.10	V <sub>nf</sub> = 24.10	V <sub>ii</sub> = 0.00 V <sub>if</sub> = 0.00
Distr	Pied_S	Y <sub>i</sub> = 0.00	Y <sub>f</sub> = 12.05	V <sub>ni</sub> = 48.50	V <sub>nf</sub> = 48.50	V <sub>ii</sub> = 0.00 V <sub>if</sub> = 0.00

## 11.4 Combinazioni di carico

Simbologia adottata

- $\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione  
 $C$  Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

- $\gamma_{G1sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti  
 $\gamma_{G1fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti  
 $\gamma_{G2sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali  
 $\gamma_{G2fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali  
 $\gamma_Q$  Coefficiente parziale sulle azioni variabili  
 $\gamma_{\tan\phi'}$  Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato  
 $\gamma_{c'}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata  
 $\gamma_{cu}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata  
 $\gamma_{qu}$  Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

### Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Scarichi PILE_STR	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

### Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi Pile SLV	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Incremento Spinta sismica Pdx	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

### Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	<b>Effetto</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi Pile SLV	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Incremento Spinta sismica Pdx	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	96 di 120

Combinazione n° 4 SLE (Quasi Permanente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi PILE	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

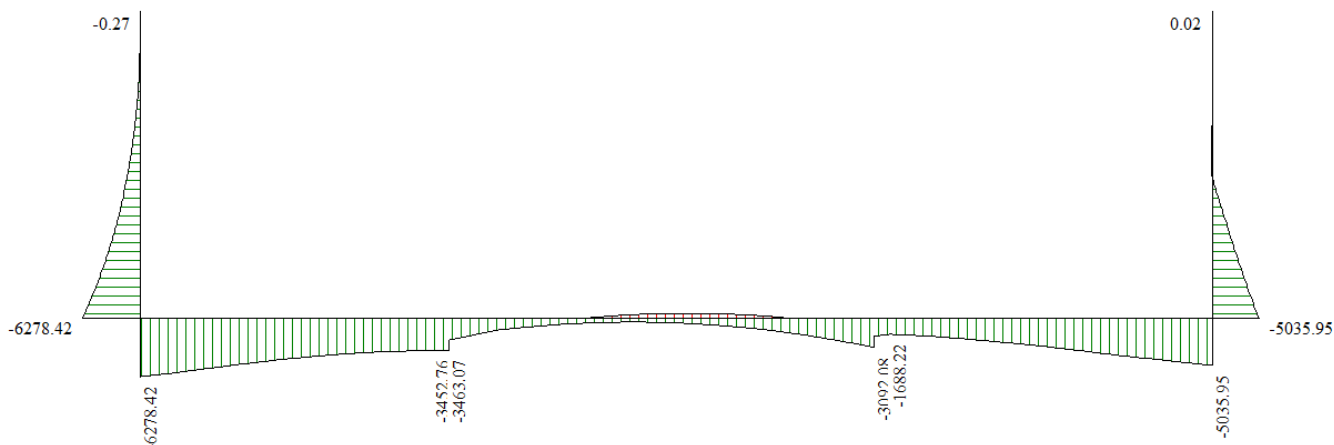
Combinazione n° 5 SLE (Frequente)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi PILE	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLE (Rara)

	<b>Effetto</b>	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Scarichi PILE	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

**11.5 Sollecitazioni di Calcolo**

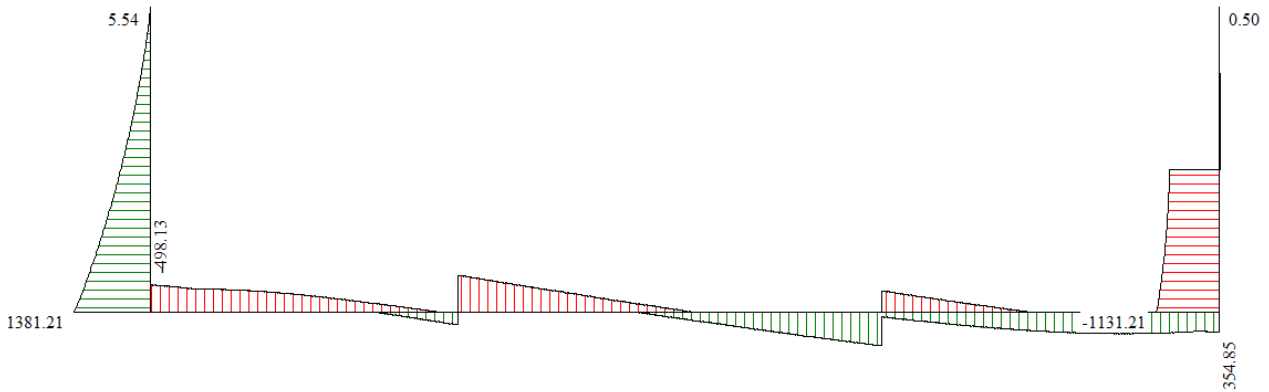


*Inviluppo diagrammi del momento flettente – SLU statico e sismico*

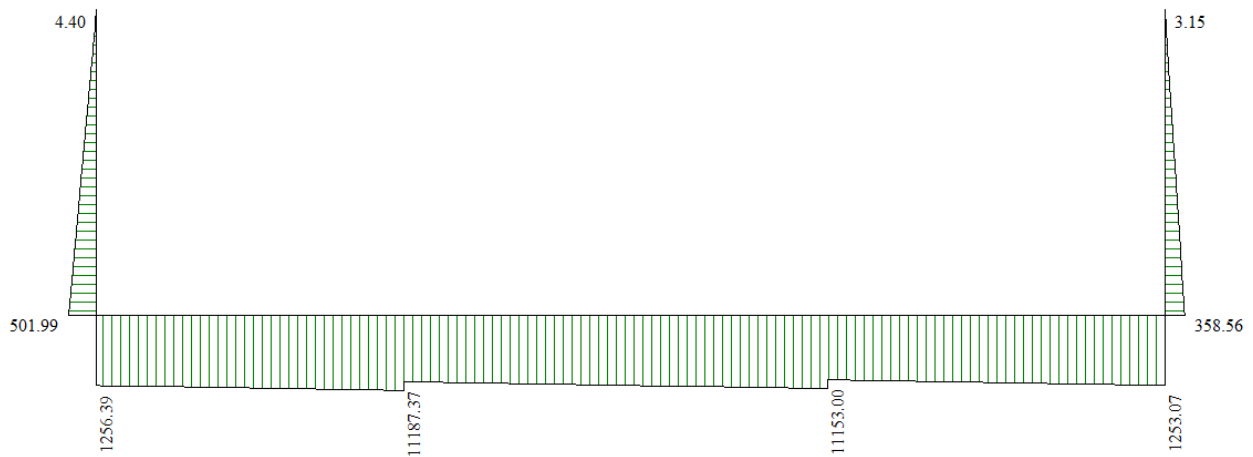


FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

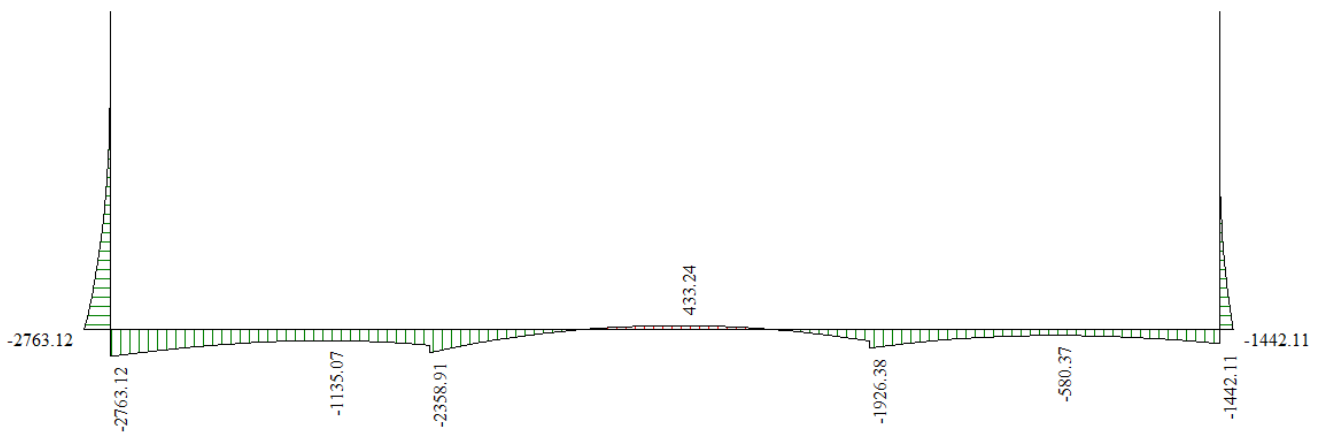
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	97 di 120



*Involuppo diagrammi del taglio – SLU statico e sismico*



*Involuppo diagrammi dello sforzo normale – SLU statico e sismico*



*Involuppo diagrammi del momento flettente – SLE*



## 11.6 ARMATURE DI PROGETTO

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per la sezione di calcolo in questione, come desumibili dagli elaborati grafici di armatura delle opere relative:

Elemento	Armatura a flessione		Armatura a taglio
	Af 1	Af 2	Af t
PIEDRITTI	I strato (tutta altezza): $\Phi 30/10$ cm II strato (fino a metà altezza piedritti): $\Phi 30/10$ cm	$\Phi 30/20$ cm	Spilli $\phi 12/20 \times 20$ cm
FONDAZIONE	I strato : $\Phi 30/10$ cm II strato: $\Phi 30/10$ cm	$\Phi 30/10$ cm	Spilli $\phi 12/20 \times 40$ cm

**Af1 : Armatura lato esterno (terreno)**

**Af2 : Armatura lato interno**

## 11.7 VERIFICHE DI RESISTENZA E FESSURAZIONE

Il software esegue in automatico tutte le verifiche strutturali sia allo stato limite ultimo che allo stato limite di esercizio.

I criteri generali di verifica adottati dal Software, sono esposti nel seguito:

### 11.7.1 Impostazioni di progetto

#### Verifica materiali: Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c$	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

#### Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA  
PROGETTO DEFINITIVO  
TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	100 di 120

con:

d                                    altezza utile sezione [mm]  
b<sub>w</sub>                                   larghezza minima sezione [mm]  
σ<sub>cp</sub>                                   tensione media di compressione [N/mm<sup>2</sup>]  
ρ<sub>l</sub>                                    rapporto geometrico di armatura  
A<sub>sw</sub>                                   area armatura trasversale [mm<sup>2</sup>]  
s                                      interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]  
α<sub>c</sub>                                    coefficiente maggiorativo, funzione di f<sub>cd</sub> e σ<sub>cp</sub>

$$f_{cd}' = 0.5 * f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$v_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$$

#### Verifica materiali: Stato Limite di Esercizio

#### Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)                                    0.55 f<sub>ck</sub>

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)                                    0.40 f<sub>ck</sub>

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)                                    0.75 f<sub>yk</sub>

#### Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure    w<sub>1</sub>=0.20                    w<sub>2</sub>=0.20                    w<sub>3</sub>=0.20

#### Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

Copriferro sezioni    6.00 [cm]

### 11.7.2 Verifiche allo SLU

#### Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU): PRESSOFLESSIONE

##### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 160.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.70	141.37	35.34	1.33
10.51	141.37	35.34	2.57
20.36	141.37	35.34	12.76
30.18	141.37	35.34	4.21
40.02	141.37	35.34	1.56

##### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 140.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.80	35.34	141.37	1.07
6.43	35.34	70.69	1.96
12.05	35.34	70.69	1000.00

##### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 100.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.80	35.34	141.37	0.89
6.43	35.34	70.69	30.74
12.05	35.34	70.69	1000.00

**Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU): TAGLIO**

Verifica a taglio						
Sezione	$V_{Ed}$	b	h	$V_{Rd}$	Verificato	Armatura a taglio
[-]	[kN]	[cm]	[cm]	[kN]	[-]	[-]
Fondazione	660	100	160	1916.8	SI	Spilli $\phi$ 12/20x40cm
Piedritto dx	1130	100	100	2340.0	SI	Spilli $\phi$ 12/20x20cm
Piedritto sx	1380	100	140	3335.7	SI	Spilli $\phi$ 12/20x20cm

**11.7.3 Verifiche allo SLE**

Ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio si è provveduto a verificare che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori ai valori massimi pari rispettivamente a 14,9 MPa (per calcestruzzo di classe C25/30 combinazioni rare) e di 360 MPa (per acciaio B 450 C), nonché di verificare che l'apertura delle fessure sia inferiore al valore limite di  $w_1=0,2\text{mm}$  (Classe di esposizione XC2 ed armature poco sensibili).

**INVILUPPO VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO (SLE): TENSIONALI**
Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

 Base sezione  $B = 100 \text{ cm}$ 

 Altezza sezione  $H = 160.00 \text{ cm}$ 

X	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.70	141.37	35.34	6407	123505	87546
10.51	141.37	35.34	3237	48400	44776
20.36	141.37	35.34	1070	14932	12473
30.18	141.37	35.34	2616	40800	36123
40.02	141.37	35.34	3441	60220	47256

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

 Base sezione  $B = 100 \text{ cm}$ 

 Altezza sezione  $H = 140.00 \text{ cm}$ 

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	$\sigma_c$	$\sigma_{fi}$	$\sigma_{fs}$
0.80	35.34	141.37	7720	103678	155047
6.43	35.34	70.69	1262	16793	28649
12.05	35.34	70.69	0	0	0

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 100.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.80	35.34	141.37	7178	93276	117773
6.43	35.34	70.69	132	1953	1631
12.05	35.34	70.69	0	0	0

**VERIFICHE STATO LIMITE ESERCIZIO (SLE\_RARA): FESSURAZIONE**

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 6 - SLE (Rara)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.70	141.37	35.34	1709.73	-1452.64	2763.12	0.10	100.00	123.19	0.045
2	10.51	141.37	35.34	1709.73	-1452.64	1301.12	0.00	100.00	0.00	0.000
3	20.36	141.37	35.34	1709.73	-1452.64	-425.69	0.00	100.00	0.00	0.000
4	30.18	141.37	35.34	1709.73	-1452.64	1062.83	0.00	100.00	0.00	0.000
5	40.02	141.37	35.34	1709.73	-1452.64	1442.11	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLE (Rara)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.80	35.34	141.37	1129.24	-1351.95	-2763.12	0.14	100.00	123.19	0.064
2	6.43	35.34	70.69	1091.47	-1164.79	-343.21	0.00	100.00	0.00	0.000
3	12.05	35.34	70.69	1091.47	-1164.79	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLE (Rara)]

N°	X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	M <sub>p</sub>	M <sub>n</sub>	M	w	W <sub>lim</sub>	S <sub>m</sub>	ε <sub>sm</sub>
1	0.80	35.34	141.37	600.08	-753.35	-1442.11	0.10	100.00	123.19	0.048
2	6.43	35.34	70.69	577.34	-627.82	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000
3	12.05	35.34	70.69	577.34	-627.82	0.00	0.00	100.00	0.00	0.000

## 11.8 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 11.8.1 Verifiche a carico limite

La verifica a carico limite è stata eseguita in automatico dal software di calcolo attraverso l'utilizzo di della formula di Meyerhof, di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Dette:

- c Coesione
- ca Adesione lungo la base della fondazione ( $ca \leq c$ )
- $\theta$  Angolo che la retta d'azione del carico forma con la verticale
- $\varphi$  Angolo d'attrito
- $\delta$  Angolo di attrito terreno fondazione
- $\gamma$  Peso specifico del terreno
- $K_p$  Coefficiente di spinta passiva espresso da  $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- $\eta$  inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- qult Carico ultimo della fondazione

Meyerhof propone per la valutazione di  $q_{ult}$ , le seguenti espressioni generali:

#### Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

#### Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  sono i fattori di profondità,  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  sono i fattori di forma,  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del carico,

In particolare risulta:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$d_q = d_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_q = s_\gamma = 1$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$

Fattori inclinazione del carico

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_\gamma = 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$



L'espressione di Meyerhof presuppone pertanto l'orizzontalità del piano di posa, condizione verificata per il caso in esame.

*Simbologia adottata*

*IC* Indice della combinazione

*N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>g</sub>* Fattori di capacità portante

*N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>g</sub>* Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

*q<sub>u</sub>* Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]


*Q<sub>U</sub>* Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

*Q<sub>Y</sub>* Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

*FS* Fattore di sicurezza a carico limite

<b>IC</b>	<b>N<sub>c</sub></b>	<b>N<sub>q</sub></b>	<b>N<sub>γ</sub></b>	<b>N'<sub>c</sub></b>	<b>N'<sub>q</sub></b>	<b>N'<sub>γ</sub></b>	<b>q<sub>u</sub></b>	<b>Q<sub>U</sub></b>	<b>Q<sub>Y</sub></b>	<b>FS</b>
1	19.32	9.60	5.72	17.81	8.85	4.14	1887	76478.51	4658.03	16.42
2	19.32	9.60	5.72	12.17	6.05	0.29	228	9244.37	3478.87	2.66
3	19.32	9.60	5.72	11.32	5.62	0.08	138	5592.24	3026.07	1.85

La verifica è soddisfatta.

	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO-CATANIA</b> PROGETTO DEFINITIVO TRATTA DITTAINO- CATENANUOVA					
	FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso – Relazione di calcolo	COMMESSA <b>RS3E</b>	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FV 01 02 001	REV. A

### 11.8.2 Verifiche a sollevamento solettone di fondo scavo

Il § 6.2.4.2. del DM 14.01.2008 specifica che le opere geotecniche devono essere verificate, ove ricorrano le condizioni, anche che nei riguardi di possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

In presenza di scavi a valle di opere di sostegno di terreni in falda, quando il piano finale di scavo da progetto è inferiore al livello della falda in sito, si possono avere risalite d'acqua nel corpo ferroviario. Per bloccare le risalite è prevista la realizzazione di un solettone di fondo in c.a. in tal caso si configura il problema del *sollevamento del solettone di fondo*. La verifica consiste in un equilibrio tra le azioni Instabilizzanti, costituite dalle pressioni alla quota intradosso solettone di fondazione, e le azioni stabilizzanti, costituite invece dal peso proprio della soletta strutturali e dai carichi permanenti agenti su di essa.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la **stabilità al sollevamento** deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante ( $V_{inst,d}$ ) ovvero sia della risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ( $G_{inst,d}$ ) e quella variabile ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ), ovvero:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qt}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

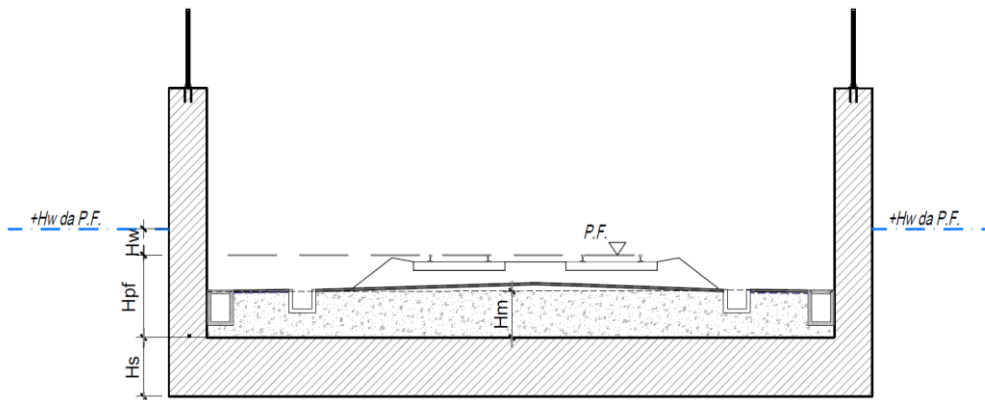
Al fine del calcolo della resistenza di progetto  $R_d$ , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato negli specifici paragrafi della normativa dedicata alle fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Le verifiche descritte nel presente paragrafo, sono state eseguite, mediante impiego di fogli di calcolo excel autoprodotti.

Nel caso in esame si ha:

### SCHEMA GRAFICO DI RIFERIMENTO



### DATI DI INPUT

$\gamma_w$ (KN/m <sup>3</sup> ) =	<b>10.0</b>	Peso unità volume acqua
$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> ) =	<b>25.0</b>	Peso unità volume soletta
$\gamma_m$ (KN/m <sup>3</sup> ) =	<b>24.0</b>	Peso unità magrone
Hs (m) =	<b>1.60</b>	spessore soletta
Hpf (m) =	<b>2.10</b>	distanza estradosso solettone/piano ferro
Hm (m) =	<b>1.10</b>	spessore medio magrone su soletta
Hw (m) =	<b>-0.50</b>	(distanza falda rispetto al P.F. / negativa se più bassa)
BW(m) =	<b>3.20</b>	Hpf+Hw+Hs (battente idraulico complessivo rispetto al piano di posa soletta)

### CALCOLO DELLE AZIONI STABILIZZANTI

Il calcolo viene effettuato trascurando cautelativamente in peso delle pareti laterali e gli effetti dell'attrito; si procede dunque ad un confronto in termini di azioni per unità di superficie riferite al piano di posa della soletta.

$\gamma_{G1}$ =	<b>0.9</b>	coefficiente Parziali azioni permanenti favorevoli
$\gamma_F$ =	<b>0.9</b>	coefficiente Parziali azioni resistenze favorevoli
G stb,d (KN/m <sup>2</sup> ) =	59.8	$(\gamma_S \cdot H_s + \gamma_m \cdot H_m) \gamma_{G1}$
R'd (KN/m <sup>2</sup> ) =	<b>0.0</b>	Resistenze di progetto caratteristiche
Rd (KN/m <sup>2</sup> ) =	0	$R'_d \cdot \gamma_F$
A stab (KN/m <sup>2</sup> ) =	<b>59.8</b>	Azione Stabilizzante complessiva

### CALCOLO DELLE AZIONI INSTABILIZZANTI

$\gamma_{G1}$ =	<b>1.1</b>	coefficiente Parziali azioni permanenti Sfavorevoli
A inst (KN/m <sup>2</sup> ) =	<b>35.2</b>	Azione inStabilizzante complessiva (BW x $\gamma_w$ x $\gamma_{G1}$ )
Coefficiente di sicurezza =	<b>1.70</b>	(Astab/Ainst)

**Verifica a Sollevamento Soddisfatta**

## 12 ANALISI E VERIFICHE SPALLA B

### 12.1.1 Modello di calcolo

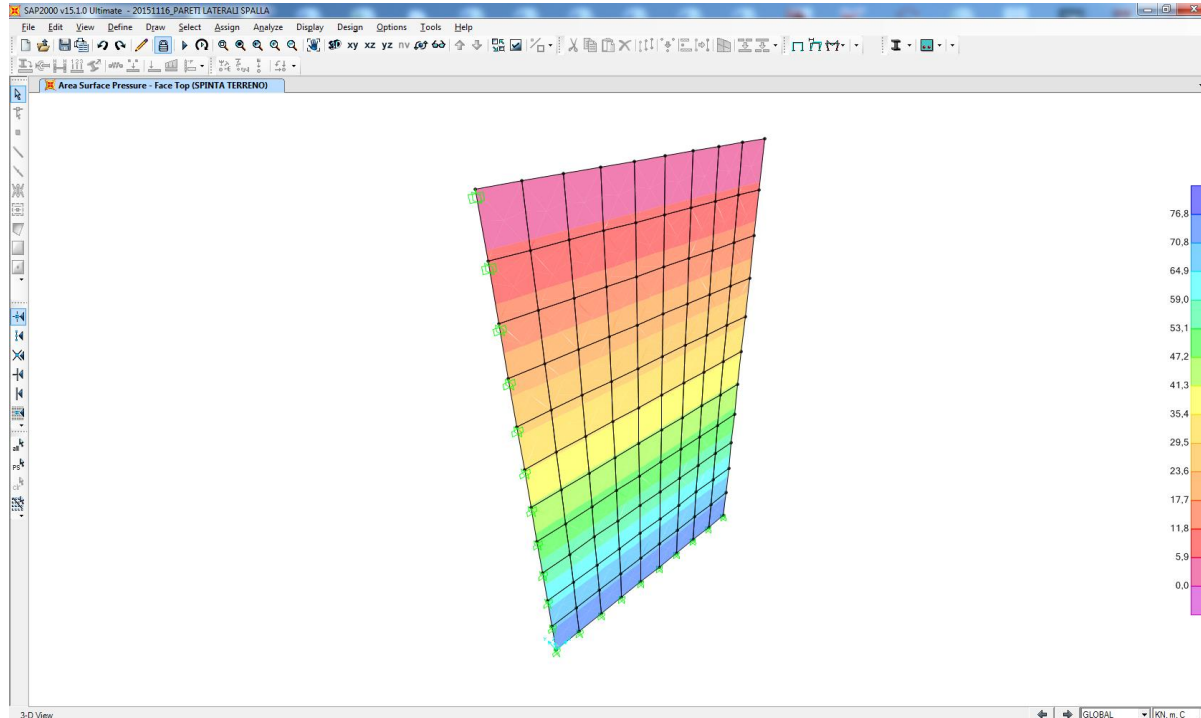
Per la valutazione delle azioni sollecitanti sui muri laterali è stato definito un apposito modello di calcolo bidimensionale mediante il software agli elementi finiti SAP2000 v.15.1.

Lo schema statico è di lastra – piastra incastrata su tre lati (fondazione e muro laterali).

Sono stati applicati i seguenti carichi:

- Peso proprio del muro
- Spinta del terreno a tergo del muro (condizioni di riposo  $\rightarrow k_0 = 0,593$ )
- Spinta del sovraccarico permanente a tergo del muro
- Spinta del sovraccarico accidentale da folla a tergo del muro
- Azione sismica inerziale della parete
- Sovrappinta dinamica del terreno a tergo del muro (struttura rigida  $\rightarrow$  Metodo di Wood)

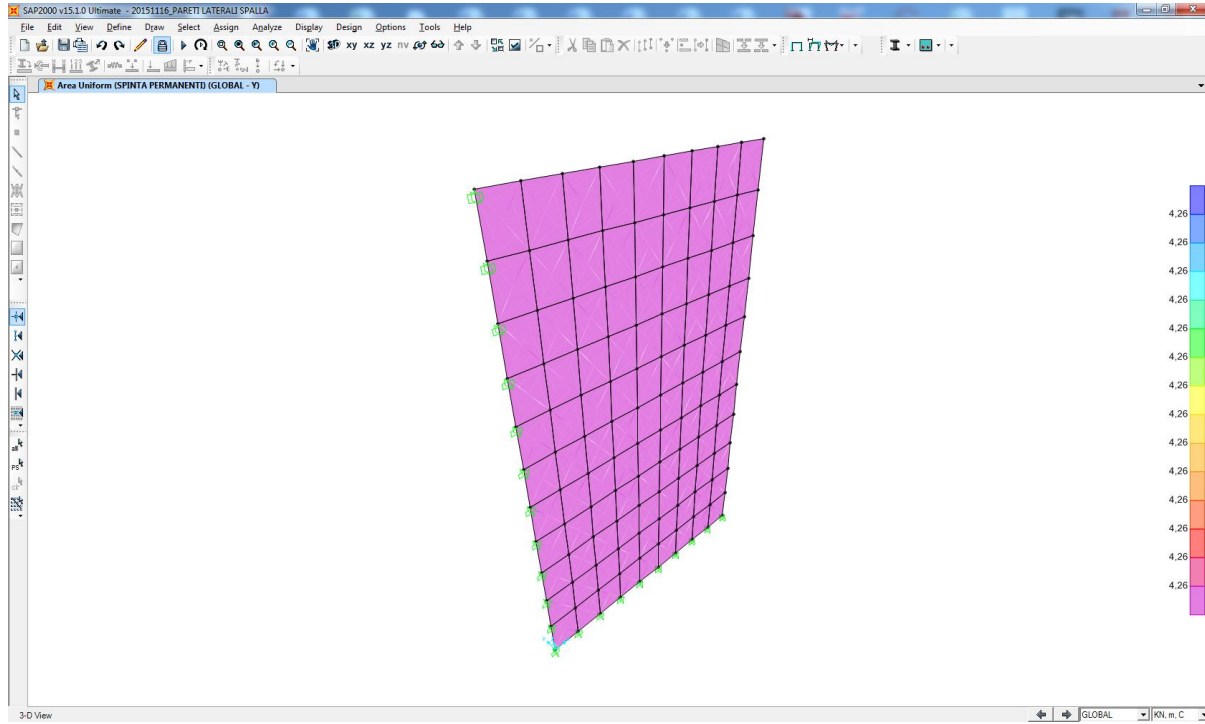
Nell'immagine successiva è riportata l'applicazione della spinta del terreno a tergo:



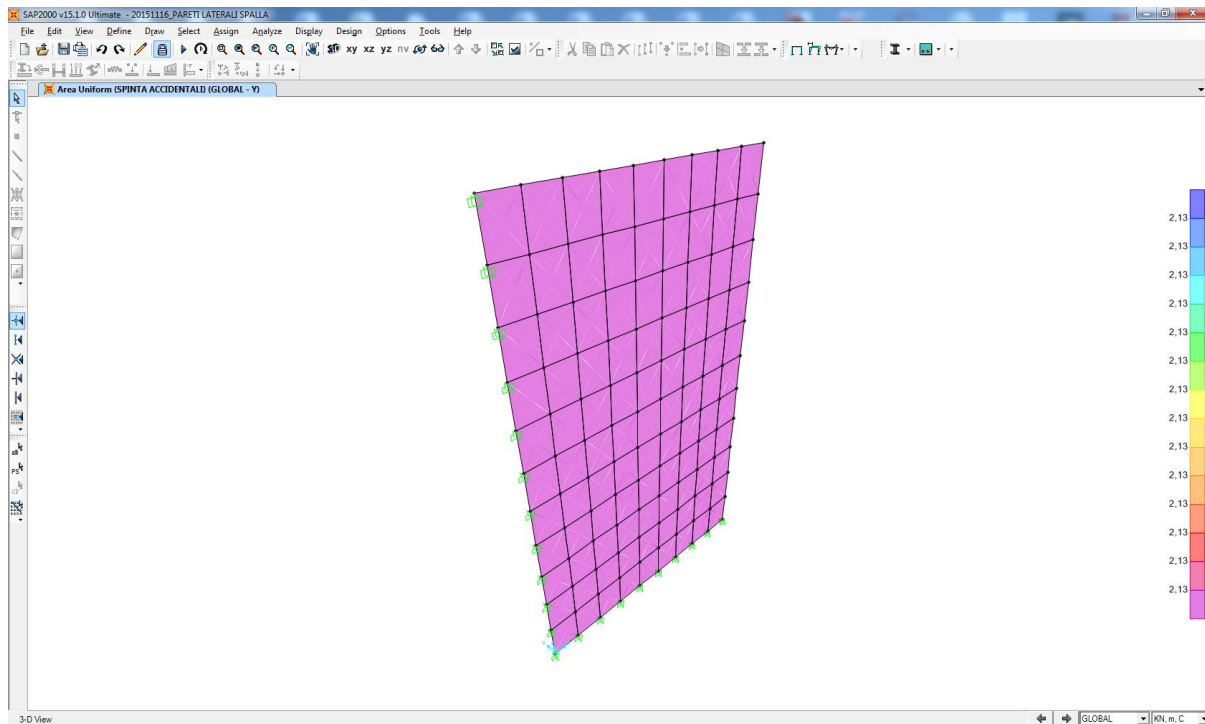
Nell'immagine successiva è riportata l'applicazione della spinta dovuta al carico permanente a tergo:

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

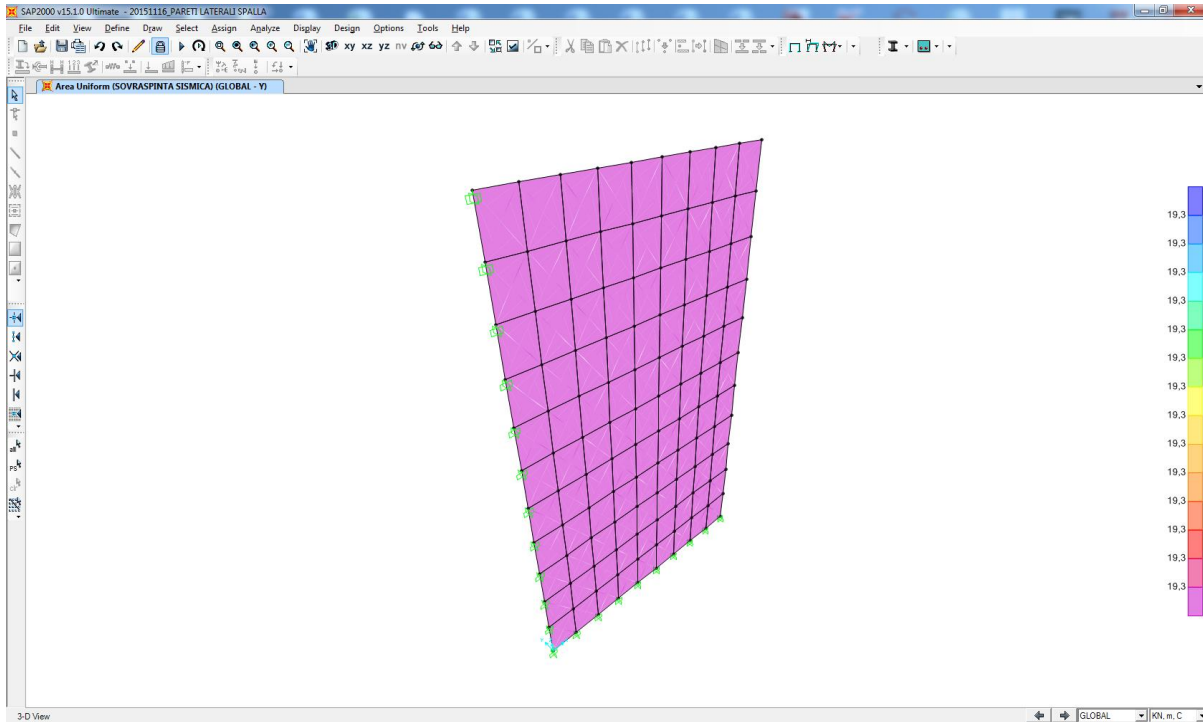
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	109 di 120



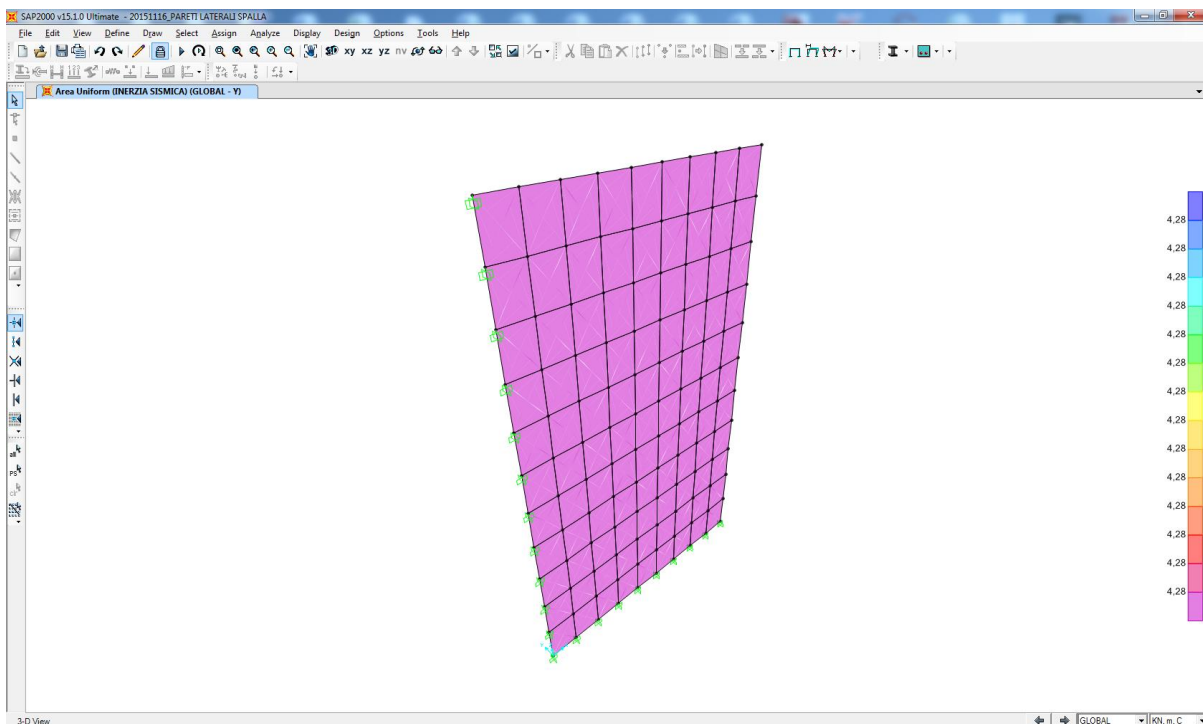
Nell'immagine successiva è riportata l'applicazione della spinta dovuta al carico accidentale a tergo:



Nell'immagine successiva è riportata l'applicazione della spinta dovuta alla sovra spinta dinamica a tergo:

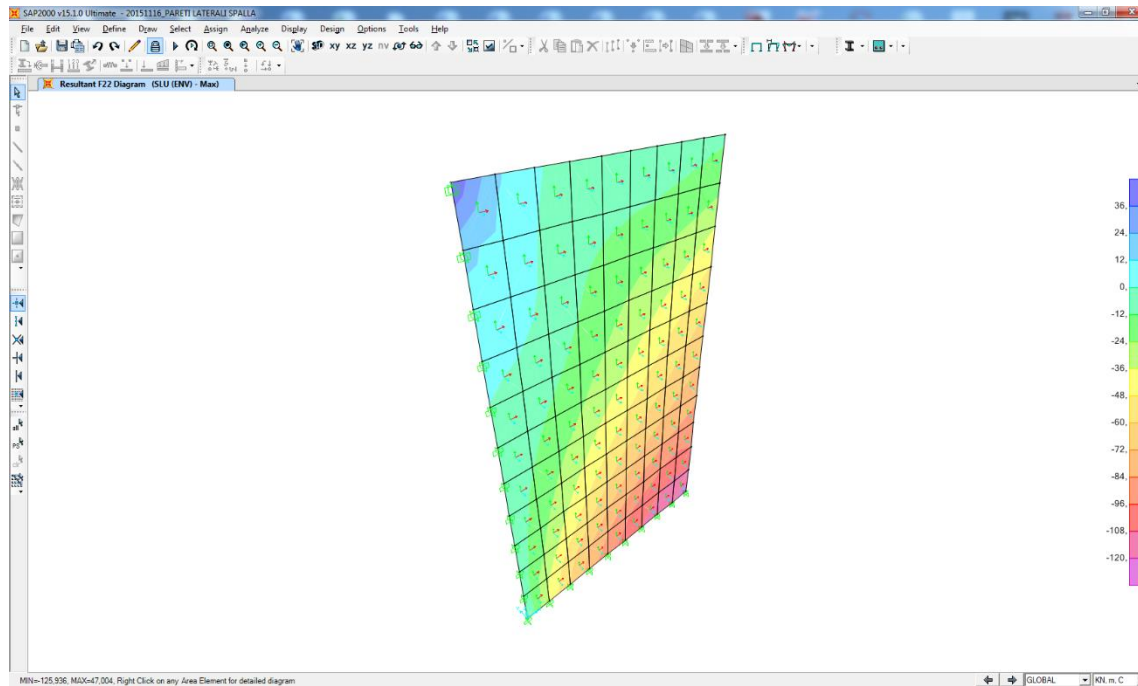


Nell'immagine successiva è riportata l'applicazione della spinta dovuta all'inerzia sismica della struttura:

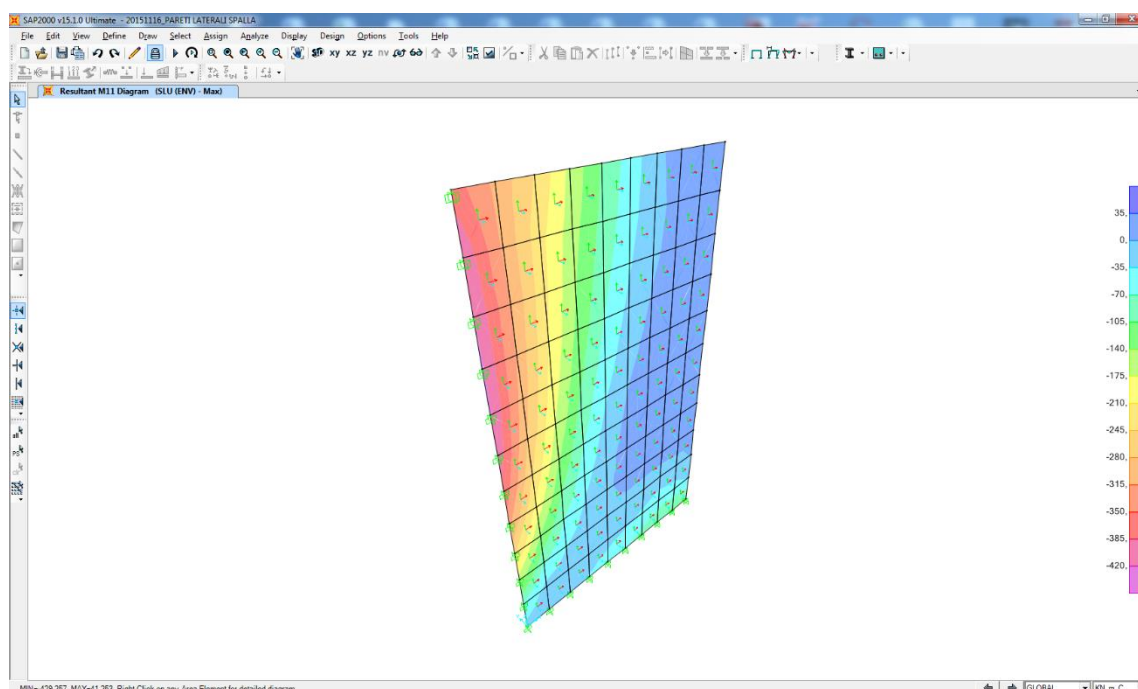


### 12.1.2 Valutazione delle azioni sollecitanti

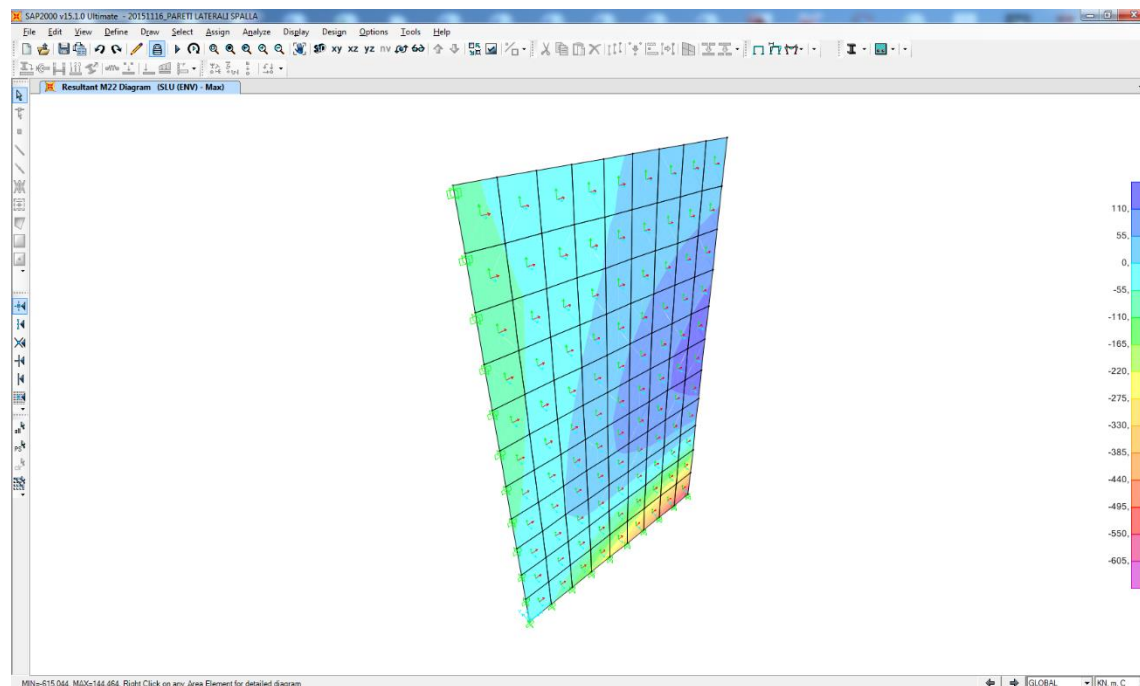
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale per la combinazione di involucro allo Stato Limite Ultimo (statica + sismica):



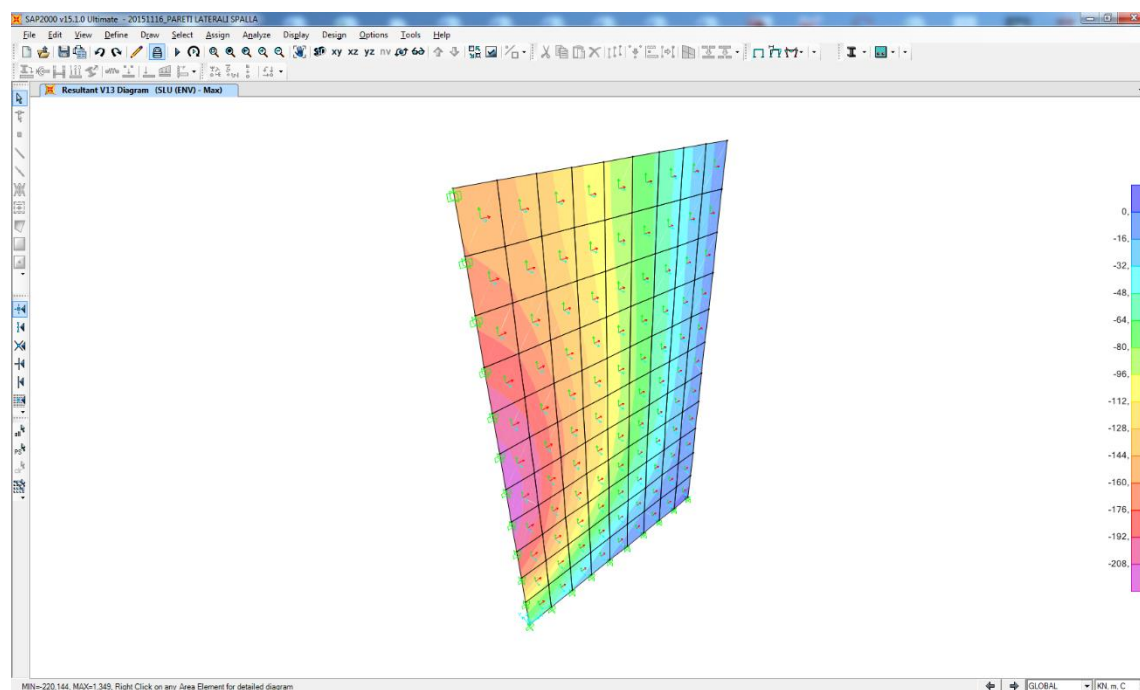
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale (M11) per la combinazione di involucro allo Stato Limite Ultimo (statica + sismica):



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale (M22) per la combinazione di inviluppo allo Stato Limite Ultimo (statica + sismica):

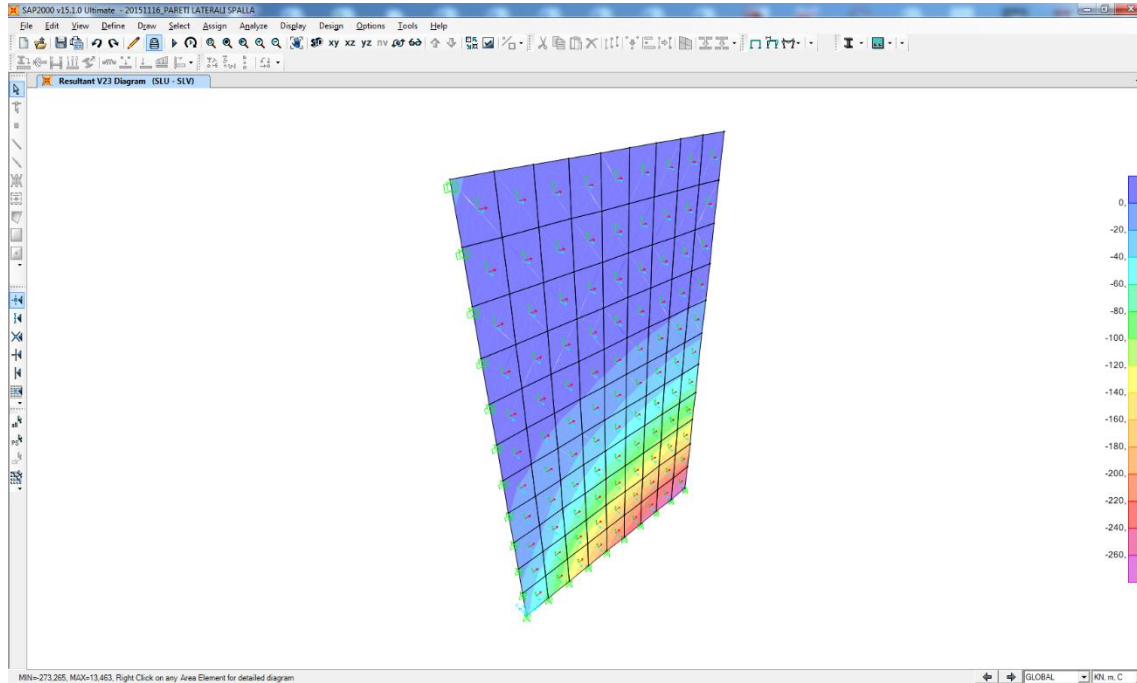


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale (V13) per la combinazione di inviluppo allo Stato Limite Ultimo (statica + sismica):



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale (V23) per la combinazione di inviluppo allo Stato Limite Ultimo (statica + sismica):





### 12.1.3 Sezione e armatura di verifica

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 100 cm.

L'armatura verticale è costituita da:

- Ø20/10 interni
- Ø20/20 esterni

L'armatura longitudinale di ripartizione è costituita da:

- Ø16/10 interni
- Ø16/20 esterni

L'armatura a taglio è costituita da spille Ø12/20x20. Il copriferro netto è assunto pari a 40 mm.

Per l'incidenza dell'opera oggetto della presente relazione di calcolo si rimanda all'elaborato dal titolo: Tabella Incidenza Armature opere civili.

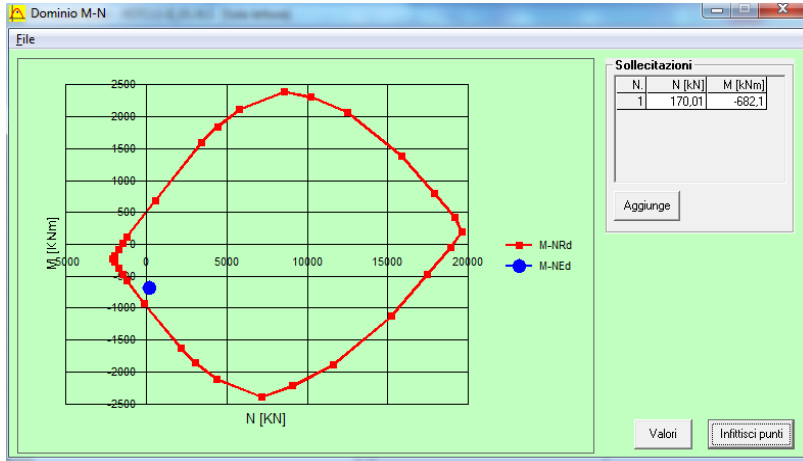
### 12.1.4 Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione – Direzione verticale

L'azione normale di calcolo è assunta pari a  $N_{sd} = 170,01$  kN.

Il momento flettente di calcolo è risultato pari a  $M_{sd} = -682,10$  kNm.

Il momento resistente vale:  $M_{Rd} = -1.030,00$  kNm  $>$   $M_{sd} = -628,10$  kNm.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



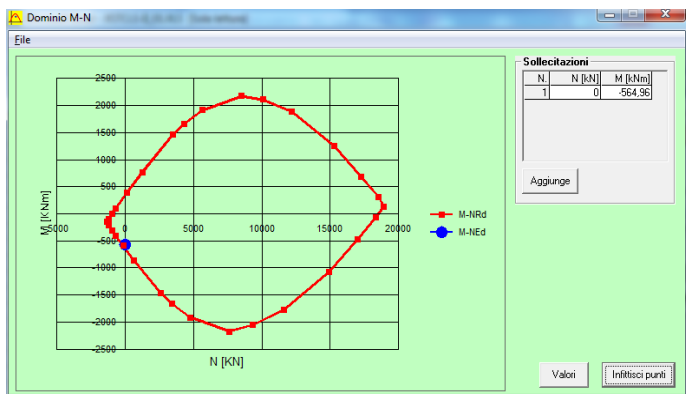
La verifica risulta soddisfatta.

### 12.1.5 Verifica a Stato Limite ultimo per pressoflessione – Direzione orizzontale

Il momento flettente di calcolo è risultato pari a  $M_{sd} = -564,96$  kNm.

Il momento resistente vale:  $M_{Rd} = -651,70$  kNm >  $M_{sd} = -564,96$  kNm.

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

### 12.1.6 Verifica a Stato Limite Ultimo per taglio

L'azione tagliante verticale di calcolo è assunta pari a  $V_{sd,v} = -273,27$  kN.

L'azione tagliante orizzontale di calcolo è assunta pari a  $V_{sd,h} = -254,57$  kN.

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	115 di 120

#### ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	$\theta$	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo $\theta$ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	$\alpha$	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura in direzione longitudinale:	$n_L$	2,5	
Numero di bracci dell'armatura in direzione trasversale:	$n_T$	2,5	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	$\varnothing_{trav}$	12,00	[mm]
Area della singola barra:	$A_{barra}$	1,13	[cm <sup>2</sup> ]
Area totale dell'armatura trasversale:	$A_{tot}$	14,13	[cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2  
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

#### DIREZIONE LONGITUDINALE

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}$	9,41	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	354,68	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	3 018,13	[kN]
<b>AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE RESISTENTE DELLA SEZIONI</b>	$V_{RX,d}$	<b>354,68</b>	<b>[kN]</b>

#### DIREZIONE TRASVERSALE

Larghezza minima della sezione:	$b_w$	80,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	$f_{yd}$	9,41	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tensione media di compressione nella sezione:	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente maggiorativo $\alpha_c$ :	$\alpha_c$	1,0000	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	$V_{Rsd}$	454,17	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	$V_{Rcd}$	3 864,73	[kN]
<b>AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE RESISTENTE DELLA SEZIONI</b>	$V_{RY,d}$	<b>454,17</b>	<b>[kN]</b>

La verifica viene eseguita secondo la seguente relazione:

$$\left(\frac{V_{SX,d}}{V_{RX,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_{SY,d}}{V_{RY,d}}\right)^2 \leq 1,00$$

$$(V_{SX,d}/V_{RX,d})^2 + (V_{SY,d}/V_{RY,d})^2 = 0,91$$

**LA VERIFICA RISULTA POSITIVA**

COEFFICIENTE DI SICUREZZA: **1,10**

### 12.1.7 Verifica a Stato Limite di fessurazione in direzione verticale

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diametro massimo $\varnothing$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali:  Armatura:

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	$w_1$
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>191,50</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	<b>20</b> [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	<b>100,00</b> [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	<b>16,00</b> [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	<b>150,00</b> [mm]

#### VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	$w_2$
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	<b>199,80</b> [N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	<b>20</b> [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	<b>100,00</b> [mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	<b>25,00</b> [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	<b>250,00</b> [mm]

#### VERIFICA POSITIVA

La verifica di fessurazione semplificata è risultata negativa. Si procederà pertanto alla verifica analitica.

#### COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

FV01 – Stazione di Catenanuova – Sovrappasso –  
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	FV 01 02 001	A	117 di 120

**VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE**

H	100	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:		
b	100	cm	$A_s$	31,42	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	10,05	cm <sup>2</sup>
$c_{f,effettivo}$	4,6	cm	$y_{G A_s} (*)$	7,80	cm	$y_{G A_s'} (*)$	71,20	cm
$c_{f,norma}$	4,6	cm	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)
d	72,20	cm	7,8	10	20	71,2	5	16
$R_{ck}$	40	MPa	$\Phi_{medio}$ 20 mm			$\Phi_{staffe}$ 22 mm		
$f_{ctm}$	3,16	MPa						
$f_{ctk}$	2,21	MPa						
$E_s$	210000	MPa						
n	15							

**Sezione interam. reagente**

$y_G$	38,79	cm
$A_{ideale}$	8622	cm <sup>2</sup>
$I_{ideale}$	4889346	cm <sup>4</sup>

**Fessurazione indotta da:**

carichi

**Caratteristiche ambiente:**

molto o moderatamente aggressivo

$\beta_1$	1	
$\beta_2$	0,5	
$k_1$	0,8	
$k_2$	0,5	
k	-	
$h_{A,cls,eff}$	19,50	cm
$A_{cls,eff}$	1950,00	cm <sup>2</sup>
$\rho_r$	0,0161	
$\sigma_s$	192,23	MPa
$\sigma_{sr}$	185,51	MPa
$\epsilon_{sm}$	0,0004891	
$s_{rm}$	174,1	mm
$w_m$	0,085	mm
$\beta$	1,7	
$\chi$	1	

$w_k$	0,145	mm
$w_k$ limite	0,2	mm
$w_k$	<	$w_k$ limite

**Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata**

N	125,94	kN	carico assiale agente
M	430,24	kN m	momento agente
e	341,62	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>
en	13,76	cm	estremità nocciolo d'inerzia
$d_G$	56,83	cm	baricentro armature
u	301,62	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso
p	-259551,0562	cm <sup>2</sup>	
q	-50058142,42	cm <sup>3</sup>	
$y_p$	324,43	cm	distanza asse neutro - centro di pressione
$y_c$	22,81	cm	asse neutro
$A^*$	2903	cm <sup>2</sup>	area ideale
$S_n^*$	4854	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro
$I_n^*$	1574726,512	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro
$\sigma_c$	5,92	MPa	massima tensione di compressione nel cls
$\sigma_s$	192,23	MPa	tensione di trazione nell'acciaio

**Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione**

N	126	kN	carico assiale agente
$M_F$	417	kN m	momento di prima fessurazione
e	330,72	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>
u	290,72	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso
p	-240576,5124	cm <sup>2</sup>	
q	-44604638,7	cm <sup>3</sup>	
$y_p$	313,58	cm	distanza asse neutro - centro di pressione
$y_c$	22,87	cm	asse neutro
$A^*$	2909	cm <sup>2</sup>	area ideale
$S_n^*$	5024	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro
$I_n^*$	1575303,5	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro
$\sigma_{cr}$	5,73	MPa	massima tensione di compressione nel cls
$\sigma_{sr}$	185,51	MPa	tensione di trazione nell'acciaio

La verifica a fessurazione risulta pertanto soddisfatta.

### 12.1.8 Verifica a Stato Limite di fessurazione in direzione orizzontale

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Diametro massimo $\varnothing$ delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

#### CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Aggressive  Armatura: Poco sensibile

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	282,40	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	6,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	0,00	[mm]

**VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA**

#### COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	293,60	[N/mm <sup>2</sup> ]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	$\varnothing_{max}$	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	$s_{max}$	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	$\varnothing_{max}$	10,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	$s_{max}$	100,00	[mm]

**VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA**

La verifica di fessurazione semplificata è risultata negativa. Si procederà pertanto alla verifica analitica.

**COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE**

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE								
H	100	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:		
b	100	cm	$A_s$	20,11	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	20,11	cm <sup>2</sup>
$c_{f\text{effettivo}}$	3	cm	$y_{G A_s} (*)$	6,00	cm	$y_{G A_s'} (*)$	74,00	cm
$c_{f\text{norma}}$	3	cm	x (cm) (*)	$n_{\text{ferri}}$	$\Phi$ (mm)	x (cm) (*)	$n_{\text{ferri}}$	$\Phi$ (mm)
d	74,00	cm	6	10	16	74	10	16
$R_{ck}$	40	MPa	$\Phi_{\text{medio}}$	16	mm	$\Phi_{\text{staffe}}$	22	mm
$f_{ctm}$	3,16	MPa						
$f_{ctk}$	2,21	MPa						
$E_s$	210000	MPa						
n	15							
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata					
$y_G$	40,00	cm	N	0 kN	carico assiale agente			
$A_{\text{ideale}}$	8603	cm <sup>2</sup>	M	386,98 kN m	momento agente			
$I_{\text{ideale}}$	4963949	cm <sup>4</sup>	e	$\infty$ cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>			
Fessurazione indotta da:			en	14,42 cm	estremità nocciolo d'inerzia			
carichi			$d_G$	40,00 cm	baricentro armature			
Caratteristiche ambiente:			u	$\infty$ cm	distanza centro di pressione - lembo compresso			
molto o moderatamente aggressivo			p	$\infty$ cm <sup>2</sup>				
$\beta_1$	1		q	$\infty$ cm <sup>3</sup>				
$\beta_2$	0,5		$y_p$	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
$k_1$	0,8		$y_c$	16,75 cm	asse neutro			
$k_2$	0,5		$A^*$	2278 cm <sup>2</sup>	area ideale			
k	-		$S_n^*$	0 cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro			
$h_{A\text{ cls eff}}$	15,00	cm	$I_n^*$	1179989,78 cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
$A_{\text{ cls eff}}$	1500,00	cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$	5,49 MPa	massima tensione di compressione nel cls			
$\rho_r$	0,0134		$\sigma_s$	281,64 MPa	tensione di trazione nell'acciaio			
			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione					
$\sigma_s$	281,64	MPa	N	0 kN	carico assiale agente			
$\sigma_{sr}$	285,22	MPa	$M_F$	392 kN m	momento di prima fessurazione			
$\epsilon_{sm}$	0,000653419		e	$\infty$	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>			
$s_{rm}$	169,4	mm	u	$\infty$	distanza centro di pressione - lembo compresso			
$w_m$	0,111	mm	p	$\infty$ cm <sup>2</sup>				
$\beta$	1,7		q	$\infty$ cm <sup>3</sup>				
$\chi$	1		$y_p$	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione			
$w_k$	0,188	mm	$y_c$	16,75 cm	asse neutro			
$w_k \text{ limite}$	0,2	mm	$A^*$	2278 cm <sup>2</sup>	area ideale			
$w_k$	<	$w_k \text{ limite}$	$S_n^*$	0 cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro			
			$I_n^*$	1179989,78 cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro			
			$\sigma_{cr}$	5,56 MPa	massima tensione di compressione nel cls			
			$\sigma_{sr}$	285,22 MPa	tensione di trazione nell'acciaio			

**COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE**

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE								
H	100	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:		
b	100	cm	$A_s$	20,11	cm <sup>2</sup>	$A_s'$	20,11	cm <sup>2</sup>
$c_f^{effettivo}$	3	cm	$y_{G A_s} (^{\circ})$	6,00	cm	$y_{G A_s'} (^{\circ})$	74,00	cm
$c_f^{norma}$	3	cm	(*) da lembo teso					
d	74,00	cm	$x$ (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)	$x$ (cm) (*)	$n_{ferri}$	$\Phi$ (mm)
$R_{ck}$	40	MPa	6	10	16	74	10	16
$f_{ctm}$	3,16	MPa						
$f_{ctk}$	2,21	MPa						
$E_s$	210000	MPa						
n	15		$\Phi_{medio}$	16	mm	$\Phi_{staffe}$	22	mm
<b>Sezione interam. reagente</b>			<b>Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata</b>					
$y_G$	40,00	cm	N	0	kN	carico assiale agente		
$A_{ideale}$	8603	cm <sup>2</sup>	M	402,37	kN m	momento agente		
$I_{ideale}$	4963949	cm <sup>4</sup>	e	$\infty$	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>		
<b>Fessurazione indotta da:</b>			en	14,42	cm	estremità nocciolo d'inerzia		
carichi			$d_G$	40,00	cm	baricentro armature		
<b>Caratteristiche ambiente:</b>			u	$\infty$	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso		
molto o moderatamente aggressivo			p	$\infty$	cm <sup>2</sup>			
$\beta_1$	1		q	$\infty$	cm <sup>3</sup>			
$\beta_2$	0,5		$y_p$	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione		
$k_1$	0,8		$y_c$	16,75	cm	asse neutro		
$k_2$	0,5		$A^*$	2278	cm <sup>2</sup>	area ideale		
k	-		$S_n^*$	0	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro		
$h_{A_{cls\ eff}}$	15,00	cm	$I_n^*$	1179989,78	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro		
$A_{cls\ eff}$	1500,00	cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$	5,71	MPa	massima tensione di compressione nel cls		
$\rho_f$	0,0134		$\sigma_s$	292,84	MPa	tensione di trazione nell'acciaio		
$\sigma_s$	292,84	MPa	<b>Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione</b>					
$\sigma_{sr}$	285,22	MPa	N	0	kN	carico assiale agente		
$\epsilon_{sm}$	0,000733059		$M_F$	392	kN m	momento di prima fessurazione		
$s_{rm}$	169,4	mm	e	$\infty$	cm	eccentricità <b>GRANDE ECCENTRICITÀ</b>		
$w_m$	0,124	mm	u	$\infty$	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso		
$\beta$	1,7		p	$\infty$	cm <sup>2</sup>			
$\chi$	1		q	$\infty$	cm <sup>3</sup>			
$w_k$	0,211	mm	$y_p$	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione		
$w_k\ limite$	0,3	mm	$y_c$	16,75	cm	asse neutro		
$w_k$	<	$w_k\ limite$	$A^*$	2278	cm <sup>2</sup>	area ideale		
			$S_n^*$	0	cm <sup>3</sup>	momento statico relativo all'asse neutro		
			$I_n^*$	1179989,78	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia relativo all'asse neutro		
			$\sigma_{cr}$	5,56	MPa	massima tensione di compressione nel cls		
			$\sigma_{sr}$	285,22	MPa	tensione di trazione nell'acciaio		

La verifica a fessurazione risulta pertanto soddisfatta.