

S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO)**

PROGETTO ESECUTIVO

 STUDIO CORONA Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	 Ingegneria del Territorio s.r.l. Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 ECOPLAN Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 E&G Engineering & Graphics S.r.l. Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	 SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 ARKE' INGEGNERIA S.r.l. Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILLO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI
--	--	--	---

<h1>HF02</h1>	<h2>H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI</h2> <h3>HF - GA01 GALLERIA ARTIFICIALE: IL DOSSO 1</h3> <h4>USCITA DI SICUREZZA RELAZIONE DI CALCOLO</h4>
---------------	--

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. MI324 E 1801	NOME FILE HF02_P01GA01STRRE02_A.dwg	REVISIONE A	SCALA: -----
CODICE ELAB. P01GA01STRRE02			

C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2019	ING. GIANFRANCO SODERO	ING. FABRIZIO BAJETTI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
2.1	Caratteristiche del calcestruzzo ai fini della durabilità	5
2.2	Verifiche allo stato limite di apertura delle fessure	5
2.3	Copriferro.....	5
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	6
4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	8
4.1	Vita nominale	8
4.2	Classe d'uso	8
4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica	8
4.4	Valutazione dell'accelerazione attesa massima al suolo	8
5	MODELLAZIONE STRUTTURALE	10
5.1	Schematizzazione della sovrastruttura e dei vincoli	10
5.2	Modellazione dei materiali	10
5.3	Modellazione dei vincoli esterni e degli svincoli interni	10
5.4	Validazione del codice di calcolo	10
5.5	Modello di calcolo	10
6	ANALISI DEI CARICHI.....	12
6.1	Peso proprio	12
6.2	Peso permanente non strutturale.....	12
6.3	Sovraccarico.....	12
6.4	Azione del vento	12
6.5	Azione della neve	13
6.6	Spinta del terreno in condizioni statiche	13
6.7	Azione sismica.....	13
7	VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE.....	14
7.1	Condizioni e combinazioni di carico	14
7.2	Diagrammi di sollecitazione	15
7.3	Tabulati di verifica.....	21
8	VERIFICHE STRUTTURALI SETTI.....	27
8.1	Condizioni e combinazioni di carico	27
8.2	Diagrammi di sollecitazione	28
8.3	Tabulati di verifica.....	34
9	VERIFICHE STRUTTURALI RAMPE SCALE.....	42
9.1	Condizioni e combinazioni di carico	42
9.2	Diagrammi di sollecitazione	43
9.3	Tabulati di verifica.....	49
10	VERIFICHE STRUTTURALI SOLETTA COPERTURA	54
10.1	Condizioni e combinazioni di carico.....	54
10.2	Diagrammi di sollecitazione.....	55
10.3	Tabulati di verifica	61
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	65
11.1	Descrizione del metodo di calcolo	65

11.2	Descrizione della fondazione.....	65
11.3	Descrizione del terreno	65
11.4	Capacità portante	66

1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto esecutivo della S.S. 38 Lotto 4 Nodo di Tirano Tratta A (Svincolo di Bianzone-Svincolo La Ganda) e Tratta B (Svincolo La Ganda-Campone in Tirano).

Nel presente documento si affrontano le problematiche progettuali connesse al dimensionamento ed alla verifica della struttura a torre utilizzata come uscita di sicurezza dalla piazzola di sosta posizionata alla progressiva 4+610.00 della galleria artificiale "Dosso 1" compresa fra le progressive km 4+240.00 e km 4+884.70.

La torre, completamente realizzata in cemento armato, ha una altezza totale di circa 18.00 m. con dimensioni in pianta 8.20*3.70 m e al suo interno è posizionata la scala di emergenza di evacuazione dalla galleria artificiale composta da 6 rampe e da 5 pianerottoli.

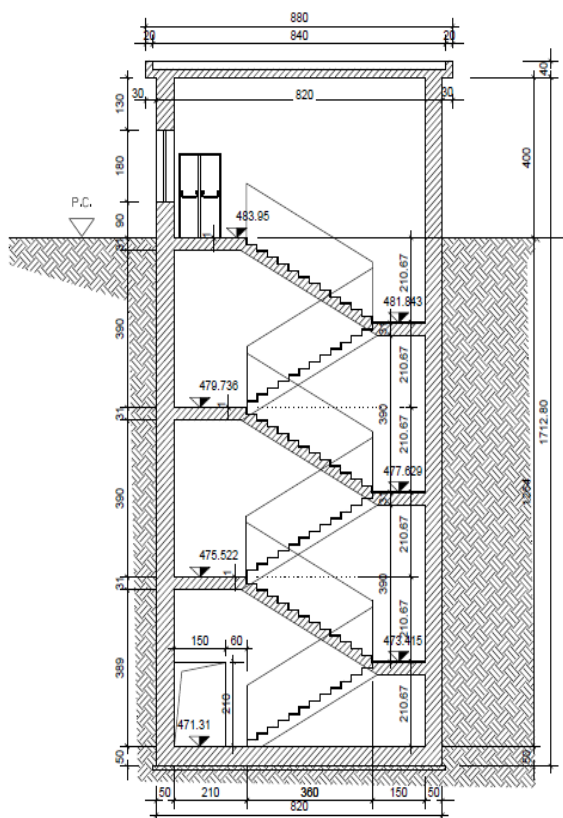


FIGURA 1: SEZIONE TORRE

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 14/01/2008** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- **UNI EN 1992-1-1:2004 (Eurocodice 2 – Parte 1-1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 206-1:2000** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104:2004** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo fondazioni e elevazioni C28/35

Fase finale	R_{ck}	=	35.00	MPa
Resistenza a compressione cilindrica	f_{ck}	= $0.83 \times R_{ck}$	= 29.05	MPa
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	= $f_{ck} + 8$	= 37.05	MPa
Modulo elastico	E_c	= $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32588	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ_c	= 1.5		
Coefficiente per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0.85		
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	= 16.46	MPa
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	= $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.83	MPa
Resistenza a trazione	f_{ctk}	= $0.7 \times f_{ctm}$	= 1.98	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_c	= 1.32	MPa
S.L.E.				
Tensione limite di esercizio (comb. Rare)	σ_{cR}	= $f_{ck} \times 0.60$	= 17.43	MPa
Tensione limite di esercizio (comb. Quasi)	σ_{cP}	= $f_{ck} \times 0.45$	= 13.07	MPa
Classe di esposizione		XC2-XC3		

Acciaio ordinario FeB 450C controllato in stabilimento

Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	=	450.00	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{tk}	=	540.00	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s	=	1.15	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	= f_{yk} / γ_s	= 391.30	MPa
Tensione limite di esercizio (comb. Rare)	σ_{sR}	= $f_{yk} \times 0.75$	= 337.50	MPa
Copriferro minimo (ambiente aggr.)	c_{nom}	= $c_{min} + \Delta c$	= 50	mm

2.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO AI FINI DELLA DURABILITÀ

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alla norma EN 206-1 ed alla norma UNI 11104.

Di seguito viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, la dimensione massima degli aggregati, la classe di consistenza ed il copriferro minimo delle armature, tenuto anche conto della Vita Nominale dell'opera $V_N = 100$ anni:

Calcestruzzo fondazioni e elevazioni:

Classe di esposizione XC2 per le parti a contatto con il terreno e XC3 per le restanti parti

Classe di resistenza caratteristica a compressione: C28/35

Dimensione max aggregati: 25 mm

Classe minima di consistenza: S4

Copriferro minimo: 50 mm

2.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2008:

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

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Parti di elementi a contatto con il terreno CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Parti di elementi non a contatto con il terreno CLASSE DI ESPOSIZIONE XC3

Pertanto, nel caso in esame si ha:

Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali ordinarie – armatura poco sensibile:

Combinazione di azioni frequente: $w_k \leq w_3 = 0.4$ mm

Combinazione di azioni quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm

2.3 COPRIFERRO

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale è somma di due contributi, il copriferro minimo e la tolleranza di posizionamento.

Nel caso in oggetto le strutture si trovano tutte in condizioni ordinarie e si hanno i seguenti parametri:

- Classe di esposizione XC2-XC3
- Classe di resistenza caratteristica a compressione: C28/35
- Dimensione max aggregati: 25 mm
- Classe minima di consistenza: S4

Il valore del copriferro minimo è valutato secondo quanto riportato al punto C4.1.6.1.3 della Circolare n.617. Nel caso in esame la classe di esposizione ambientale è ordinaria e si pone, come da tabella C4.1.IV un copriferro minimo pari a 20 mm. La tolleranza di posizionamento è pari a 10 mm. Inoltre, data la vita nominale della struttura pari a 100 anni, come da normativa, deve aggiungersi un copriferro aggiuntivo pari a 10 mm. Si ottiene pertanto un copriferro nominale minimo pari a 40 mm. A favore di sicurezza si assume un copriferro pari a 50 mm.

Tabella C4.1.IV Copriferrini minimi in mm

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nella zona in oggetto si segnala la presenza di depositi morenici denominati nella carta geologica come Morene (UG2-2), affioranti prevalentemente sui due versanti della valle e costituiti da depositi caotici che costituiscono i resti di antichi ghiacciai non più attivi nell'area. Le morene sono formate da una mescolanza caotica di vari materiali solidi (massi, ciottoli, sabbie e limi) e sono generate dal trasporto del materiale solido ad opera dei ghiacciai nel loro movimento verso valle. Da un punto di vista granulometrico sono caratterizzati da una forte eterogeneità granulometrica ed in prevalenza si rinvengono ghiaie sabbiose con ciottoli a spigoli vivi con livelli e lenti più limoso-sabbiosi e trovanti litici di dimensioni variabili fino a qualche metro.

Lo spessore di questi depositi è variabile ed in genere è compreso tra pochi metri fino ad alcune decine di metri. La falda non interessa l'opera in oggetto.

I valori dell'angolo di attrito ϕ' ricavati per tutte le prove SPT per zone rappresentate dai sondaggi con N_{spt} normalizzato, presentano i seguenti parametri caratteristici e di calcolo:

Anno	Sondaggio	Angolo di attrito	Valore caratteristico	Valore di calcolo
	N°	ϕ' (°)	ϕ'_c (°)	ϕ'_{cal} (°)
2002	SP.12	32,77	32,77	28,21
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
	SP.12			
2009	S.4	32,10	32,10	27,55
	S.4	34,08	34,08	29,53
	S.5			
	S.5	33,98	33,98	29,43
	S.6			
	S.6			
Valori medi		33,23	33,23	28,68

Per il peso di volume si possono assumere i seguenti:

- peso di volume saturo $\gamma_s = 22 \text{ kN/m}^3$
- peso di volume in assenza di falda $\gamma = 20\text{-}21 \text{ kN/m}^3$

Il valore della coesione efficace C' risulta:

$$C' = 0 \text{ kPa}$$

I valori medi del Modulo di Elasticità (Modulo di Young) E ed Edometrico E_d ricavati per i singoli sondaggi risultano:

Sondaggio N°	Modulo Elastico E (Kg/cm ²)	Modulo edometrico E_d (Kg/cm ²)
	Valore medio per sondaggio	Valore medio per sondaggio
	Jamiolkowski et Al. (1988)	Begemann (1974) (sabbie e ghiaie)
SP.12	297,58	121,34
S.4	146,33	119,08
S.5	205,74	125,71
S.6	207,94	125,37
Valori medi	214,40	122,88

I parametri geotecnici per i terreni morenici quindi risultano:

- Peso di volume: 20 -21 kN/mc
- Angolo di attrito caratteristico: 32° - 34°
- Angolo di attrito di calcolo: 28° - 30°
- Coesione efficace: 0 kPa
- Modulo Elastico (Young): 14.63 - 29.75 MPa
- Modulo Edometrico: 11.90 – 12.28 MPa.

Nel caso in oggetto si utilizzano i seguenti parametri caratteristici:

- Peso di volume: 21 kN/mc
- Angolo di attrito caratteristico: 34°
- Coesione efficace: 0 kPa
- Modulo Elastico (Young): 21 MPa

Il valore della costante di sottofondo è stato ottenuto mediante una formulazione approssimata.

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} = \frac{210}{100(1 - 0.3^2)} = 2.3 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^3}$$

4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale, così come definita al punto 2.4.1 del DM 14/01/2008, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade nella definizione di "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica".

La vita nominale viene pertanto assunta: $V_N = 100$ anni.

4.2 CLASSE D'USO

Il DM 14/01/2008 al punto 2.4.2. attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe III. Il coefficiente d'uso risulta pertanto: $C_U = 1.5$.

4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Si ottiene pertanto il periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 100 \times 1.5 = 150$ anni.

4.4 VALUTAZIONE DELL'ACCELERAZIONE ATTESA MASSIMA AL SUOLO

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV)=10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 1423 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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

T_c^* → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Le azioni sismiche sono calcolate nelle seguenti coordinate geografiche:

LAT 46.2155°

LON 10.1690°

La classe del sottosuolo è la B. Si assume un fattore di struttura q pari a 1.0 e quindi non sono necessarie verifiche di gerarchia delle resistenze. Si riportano le schermate dei dati di input del software con i dati inseriti.

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

Località: TIRANO

Comune: Tirano (Sondrio) - Lombardia

Zona sism. 3

Latitudine: 46.2155

Longitudine: 10.1690

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
 B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti
 C - Depositì di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti
 D - Depositì di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti
 E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

Coefficiente di amplificazione topografica: 1.00

Tabella 2.2.VI - Valori massimi del coeff. di amplif. topografica

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 del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

Per azioni verticali :
 q 1.50

Per azioni orizzontali :
 q 1.00 | Assegnato

Classe di duttilità

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

Dati generali per sismica (NTC 2008)

Zona | Suolo | Topografia | Fattore struttura q | Dati progetto | Vulnerabilità

Vita nominale dell'opera V_N : 100

Coefficiente d'uso C_U : 1.5 (Classe d'uso III)

Periodo di riferimento: 150

P_{VR} di progetto (%): 10% (SLV)

P_{VR} di esercizio (%): 63% (SLD)

Coeff. di smorzamento viscoso ξ (%): 5

Orizzontale
 Verticale

Progetto
 Elastico
 Esercizio
 Es. appross.

Eserc. appl. 0.444
 Progetto

a_g	F_o	T_C^*	T_B	T_C	T_D	T [sec]
1.1960	2.589	0.286	0.135	0.404	2.078	(Progetto)
0.5413	2.539	0.242	0.118	0.354	1.817	(Esercizio)

Applica | Applica e chiudi | Chiudi

Per i valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, si ottengono i valori:

- $a_g=0.1196$ g;
- $F_0=2.589$;
- $T^*_c=0.286$ s.

Allo SLD si ha:

- $a_g=0.054$ g;
- $F_0=2.539$;
- $T^*_c=0.242$ s.

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NTC § 7.11.6). Specificatamente si considerano i seguenti contributi:

- azioni inerziali dei pesi propri e dei carichi permanenti;
- spinta del terreno calcolata con il metodo di Monobe-Okabe.

5 MODELLAZIONE STRUTTURALE

5.1 SCHEMATIZZAZIONE DELLA SOVRASTRUTTURA E DEI VINCOLI

Le analisi di sollecitazione e le verifiche sono state condotte utilizzando il software Robot Structural Analysis Professional prodotto e distribuito da Autodesk Ltd. I modelli matematici delle strutture analizzate sono assemblati su uno schema tridimensionale sono stati realizzati utilizzando elementi bidimensionali tipo "shell".

5.2 MODELLAZIONE DEI MATERIALI

I materiali considerati hanno comportamento elastico lineare in fase di calcolo delle sollecitazioni.

5.3 MODELLAZIONE DEI VINCOLI ESTERNI E DEGLI SVINCOLI INTERNI

I vincoli esterni sono considerati puntuali e sono costituiti da vincoli rigidi o da molle a comportamento elastico lineare a simulare il suolo elastico alla Winkler.

5.4 VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional è uno strumento di analisi strutturale avanzato che consente di effettuare analisi lineari e non lineari di modelli di edifici, ponti e altri tipi di strutture industriali. Consente di definire una vasta gamma di tipi di analisi avanzata, quali analisi statica, analisi modale, analisi sismica, analisi dello spettro, analisi armonica e analisi cronologica.

5.5 MODELLO DI CALCOLO

È stato assemblato un modello tridimensionale agli elementi finiti secondo le modalità descritte in precedenza, si riporta qui di seguito la vista del modello.

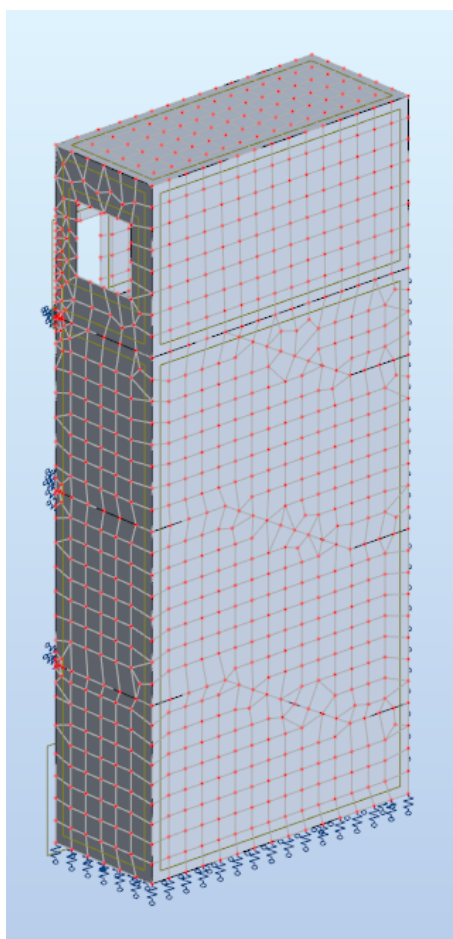


FIGURA 2: VISTA DEL MODELLO

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio è calcolato in automatico dal software in funzione dei pesi di volume inseriti nel database e alla reale geometria degli elementi.

6.2 PESO PERMANENTE NON STRUTTURALE

Per la soletta di copertura si considera un carico permanente dovuto alla finitura pari a 2,0 kN/m, mentre per il resot della struttura si considera un carico pari a 0,6 kN/m.

6.3 SOVRACCARICO

Per la platea di fondazione, le rampe di scale e i pianerottoli si considera un sovraccarico pari a 4 kN/m, mentre per la soletta di copertura si considera un sovraccarico pari a 0,5 kN/m.

6.4 AZIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dalla formula seguente:

$$p = q_b c_e c_d c_p$$

dove q_b è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_d è il coefficiente dinamico;

c_p è il coefficiente di forma.

La pressione cinetica di riferimento si calcola con la formula seguente:

$$q_b = 0,5 v_b^2 \rho \text{ [N/m}^2\text{]}$$

dove v_b è la velocità di riferimento del vento [m/s];

ρ è la densità dell'aria considerata pari a 1,25 kg/m³.

Per il Comune di Tirano, sito nella Provincia di Sondrio, si ha una velocità di riferimento alla base, $v_{b,0}$, pari a 25 m/s. Considerando un'altitudine a_s di 441 m sul livello del mare, risulta che $v_b = 25$ m/s.

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Detto ciò, la pressione cinetica di riferimento risulta:

$$q_b = 0,5 \times 25^2 \times 1,25 = 390 \text{ N/m}^2 = 0,39 \text{ kPa.}$$

Considerando classe di rugosità del terreno D (Zona 1) e categoria di esposizione II, si verifica che l'altezza della struttura dal suolo, z , sia maggiore del valore minimo $z_{\min} = 4$ m, perciò il coefficiente di esposizione c_e è dato dalla formula:

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

Si ottiene un c_e pari a 2,70.

Perciò, la pressione del vento risulta:

$$p = 0,39 \times 2,70 \times 1 \times 1 = 1,05 \text{ kPa.}$$

6.5 AZIONE DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve viene calcolato tramite la formula seguente:

$$q_s = q_{sk} \mu C_E C_t$$

dove q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico di neve al suolo [kN/m];

μ è il coefficiente di forma della copertura;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Per il Comune di Tirano, sito nella Provincia di Sondrio, il valore caratteristica di riferimento del carico di neve è dato da:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

dove a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione della struttura.

Considerando un'altitudine di 441 m, si ottiene un q_{sk} pari a 1,90 kN/m². Sostituendo tale valore nella formula del carico della neve, si ottiene:

$$q_s = 1 \times 1,90 \times 1 \times 1 = 1,90 \text{ kN/m}^2.$$

6.6 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

La spinta del terreno è calcolata in condizioni di riposo. Considerando un angolo di attrito del terreno spingente pari a 34°, si ottiene un coefficiente k_0 pari a 0.441. Il peso di volume del terreno è posto pari a 21 kN/m³.

6.7 AZIONE SISMICA

La sovraspinta sismica del terreno è calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe. L'accelerazione massima al suolo è pari a:

$$a_{max} = S \times a_g = 1.2 \times 0.119 = 0.1435 \text{ g}$$

da cui il coefficiente sismico orizzontale k_h :

$$k_h = \beta_m \times a_{max}/g = 1 \times 0.1435 = 0.1435$$

si ottiene un coefficiente k_{AE} pari a 0.388 da cui detrarre il coefficiente di spinta attiva k_a pari a 0.283 ottenendo un coefficiente per il calcolo dell'azione sismica da sovrapporre alla spinta statica a riposo pari a 0.105. L'azione ottenuta è applicata come carico uniformemente distribuito sulla proiezione verticale delle strutture coinvolte.

L'azione sismica dovuta alle inerzie dei pesi propri e dei carichi permanenti portati è valutata eseguendo un'analisi statica lineare sul modello agli elementi finiti inserendo un valore di S_d pari a a_g calcolato a $T=0$.

7 VERIFICHE STRUTTURALI PLATEA DI FONDAZIONE

7.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Condizioni di carico

1	DL1	DL1	Permanenti	Nonlinear	Static	
2	DL2	DL2	Perm.Non-str.	Nonlinear	Static	
3	LL1	Variabile	Categoria C	Nonlinear	Static	
4	SN1	Neve	snow	Nonlinear	Static	
5	WIND1	Vento1	Vento	Nonlinear	Static	
6	WIND2	Vento2	Vento	Nonlinear	Static	
7	DL3	Spinta	Terreno X-	Perm.Non-str.	Nonlinear	Static
8	DL4	Spinta	Terreno Y-	Perm.Non-str.	Nonlinear	Static
9	DL5	Spinta	Terreno X+	Perm.Non-str.	Nonlinear	Static
10	DL6	Spinta	Terreno Y+	Perm.Non-str.	Nonlinear	Static
11	SIS1	Sisma1	Sismiche	SLU	Nonlinear	Static
12	SIS2	Sisma2	Sismiche	SLU	Nonlinear	Static
13	11	SLU1	snow	Nonlin.	Combination	
14	10	SLU2	Vento	Nonlin.	Combination	
15	9	QP1	Permanenti	Nonlin.	Combination	
16	8	SLV1	Sismiche	SLU	Nonlin.	Combination
17	7	SLV2	Sismiche	SLU	Nonlin.	Combination
18	6	SLD1	Sismiche	SLE	Nonlin.	Combination
19	5	SLD2	Sismiche	SLE	Nonlin.	Combination
20	4	RARA1	snow	Nonlin.	Combination	
21	3	RARA2	Vento	Nonlin.	Combination	
22	2	FERQ1	snow	Nonlin.	Combination	
23	1	FREQ2	Vento	Nonlin.	Combination	

Combinazioni di carico

13	SLU1	Nonlin.	Combination	SLU	snow	$1*1.30+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+(9+10)*1.00$
14	SLU2	Nonlin.	Combination	SLU	Vento	$1*1.30+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+(9+10)*1.00$
15	QP1	Nonlin.	Combination	SLE:QPR	Permanenti	$(1+2+3+7+8+9+10)*1.00$
16	SLV1	Nonlin.	Combination	SLU	Sismiche	SLU $(1+2+7+8+11+9+10)*1.00+12*0.30+3*0.60$
17	SLV2	Nonlin.	Combination	SLU	Sismiche	SLU $(1+2+7+8+12+9+10)*1.00+11*0.30+3*0.60$
18	SLD1	Nonlin.	Combination	SLU	Sismiche	SLE $(1+2+7+8+11+9+10)*1.00+12*0.30+3*0.60$
19	SLD2	Nonlin.	Combination	SLU	Sismiche	SLE $(1+2+7+8+12+9+10)*1.00+3*0.60+11*0.30$
20	RARA1	Nonlin.	Combination	SLE:CHR	snow	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
21	RARA2	Nonlin.	Combination	SLE:CHR	Vento	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
22	FERQ1	Nonlin.	Combination	SLE:FRE	snow	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
23	FREQ2	Nonlin.	Combination	SLE:FRE	Vento	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$

7.2 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni della platea di fondazione.

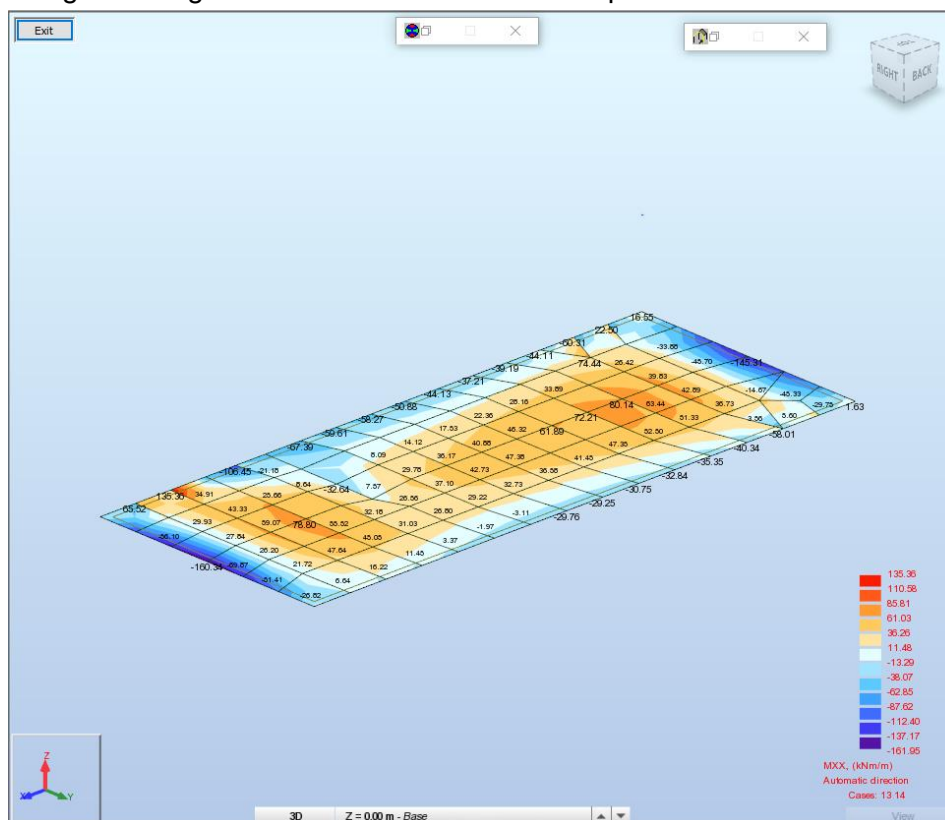


FIGURA 4: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO SLU/SLV

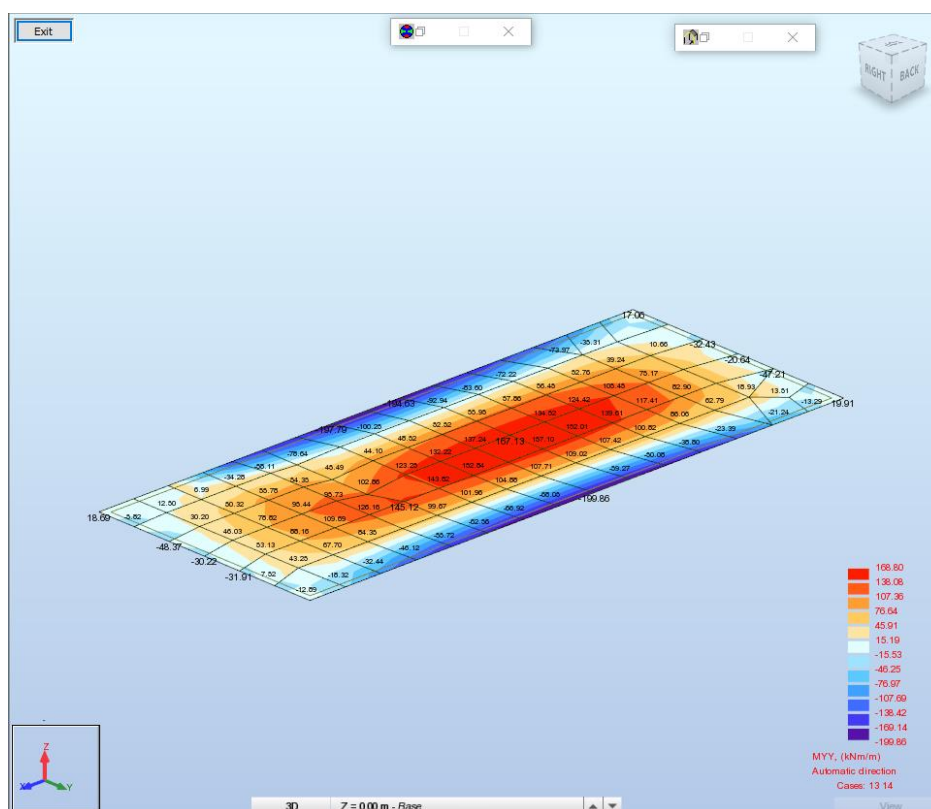


FIGURA 5: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO SLU/SLV

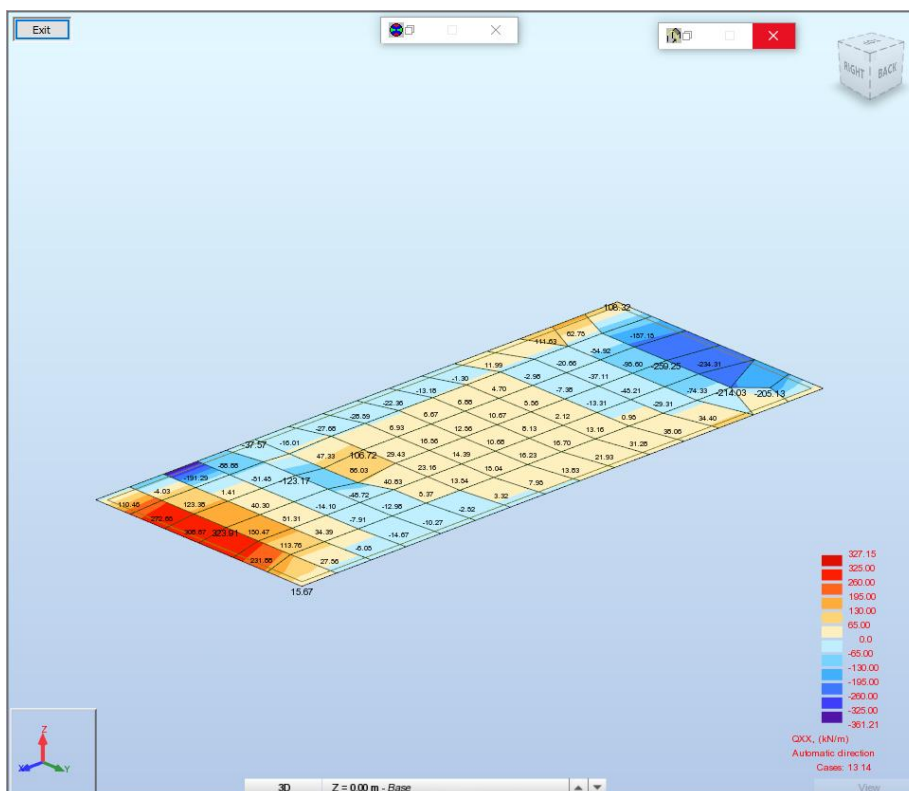


FIGURA 6: TAGLIO XX INVILUPPO SLU/SLV

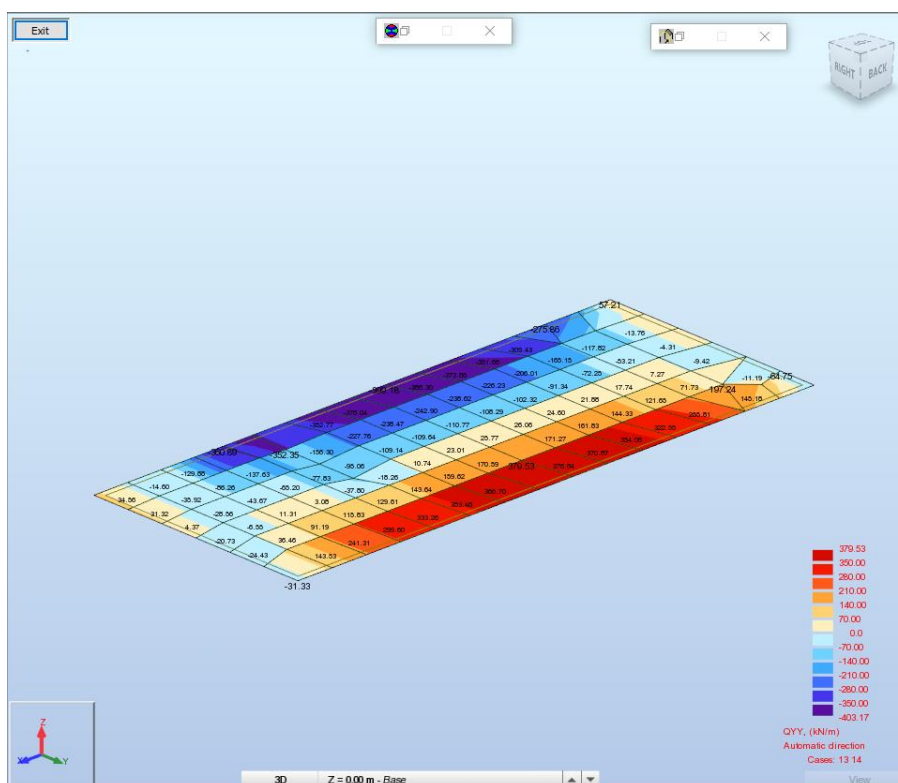


FIGURA 7: TAGLIO YY INVILUPPO SLU/SLV

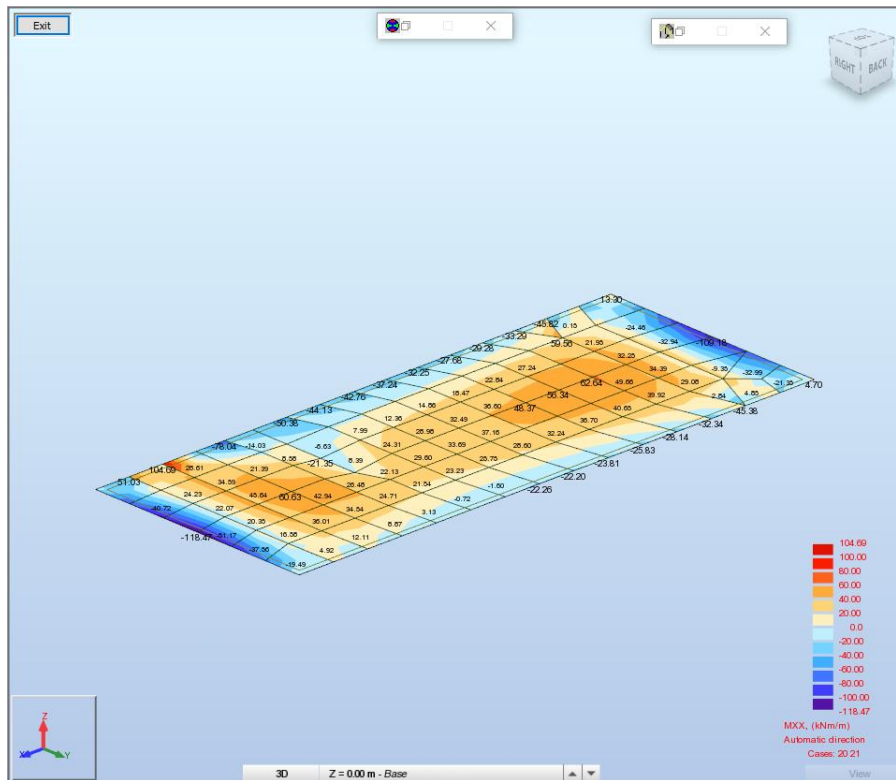


FIGURA 8: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO RARA

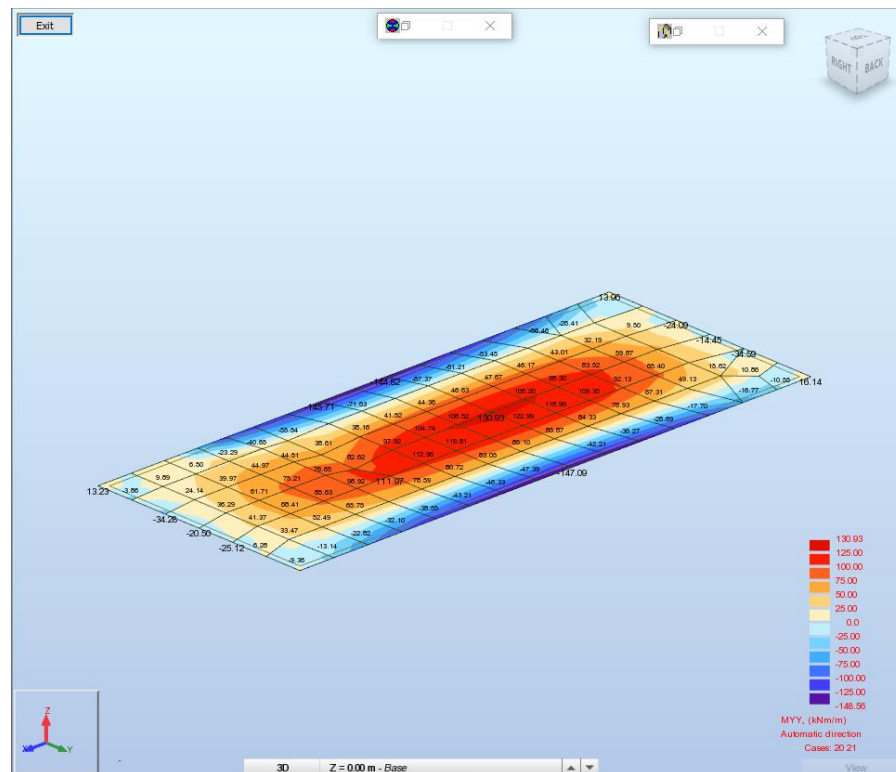


FIGURA 9: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO RARA

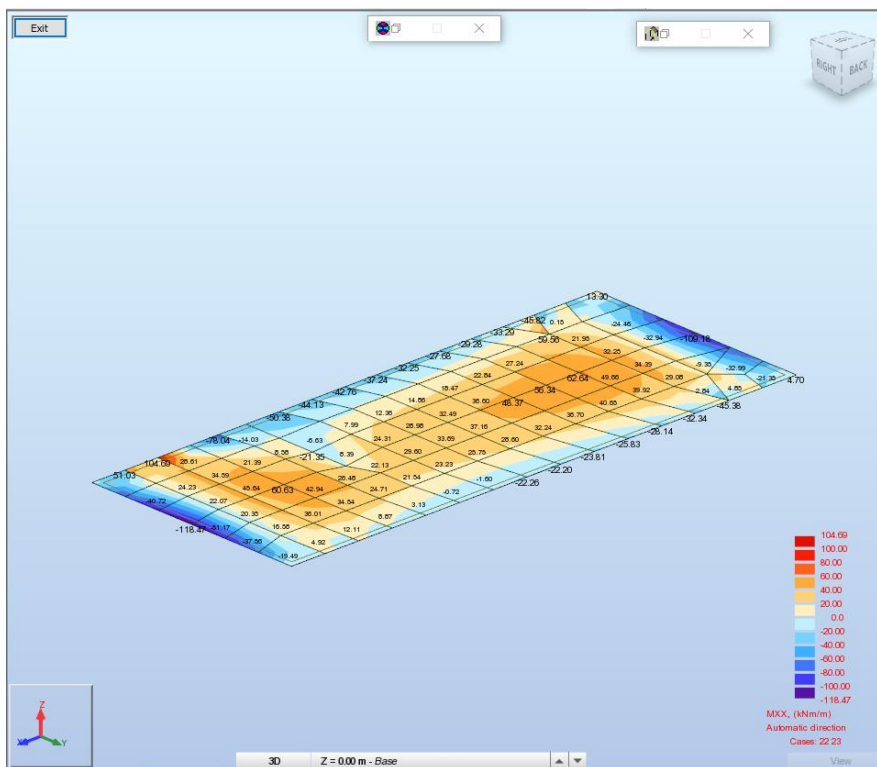


FIGURA 10: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO FREQUENTE

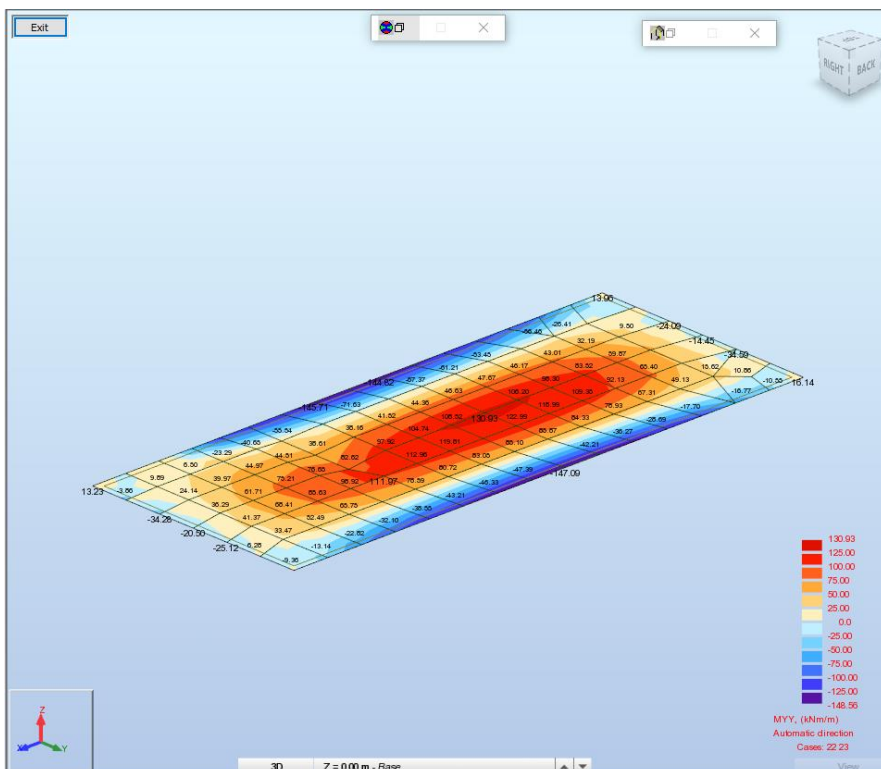


FIGURA 11: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO FREQUENTE

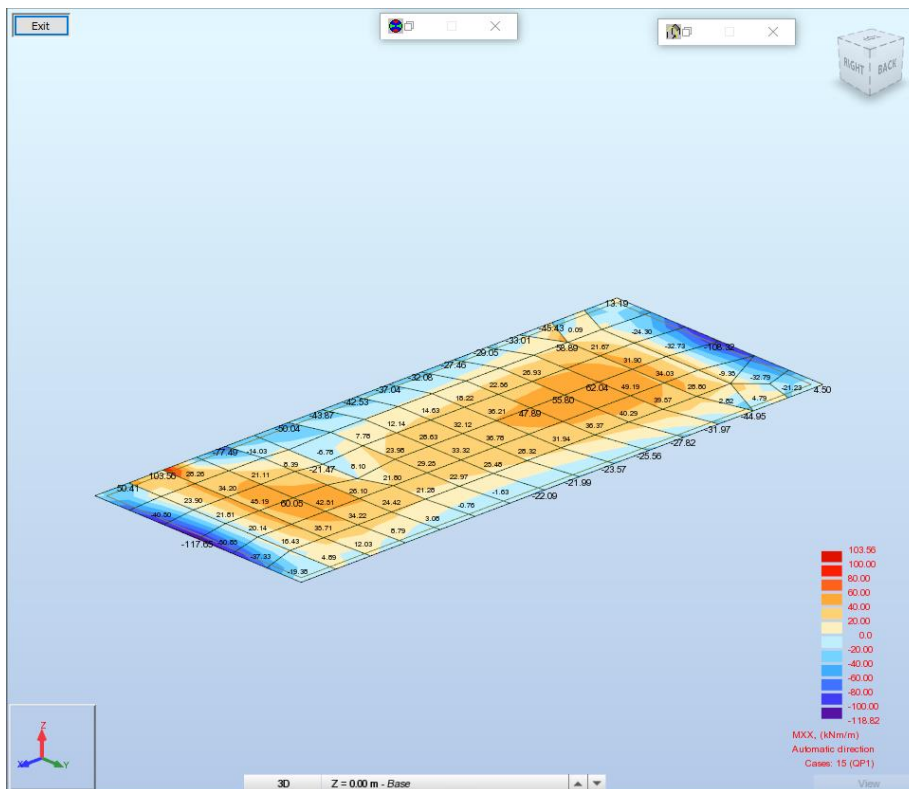


FIGURA 12: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO QUASI PERMANENTE

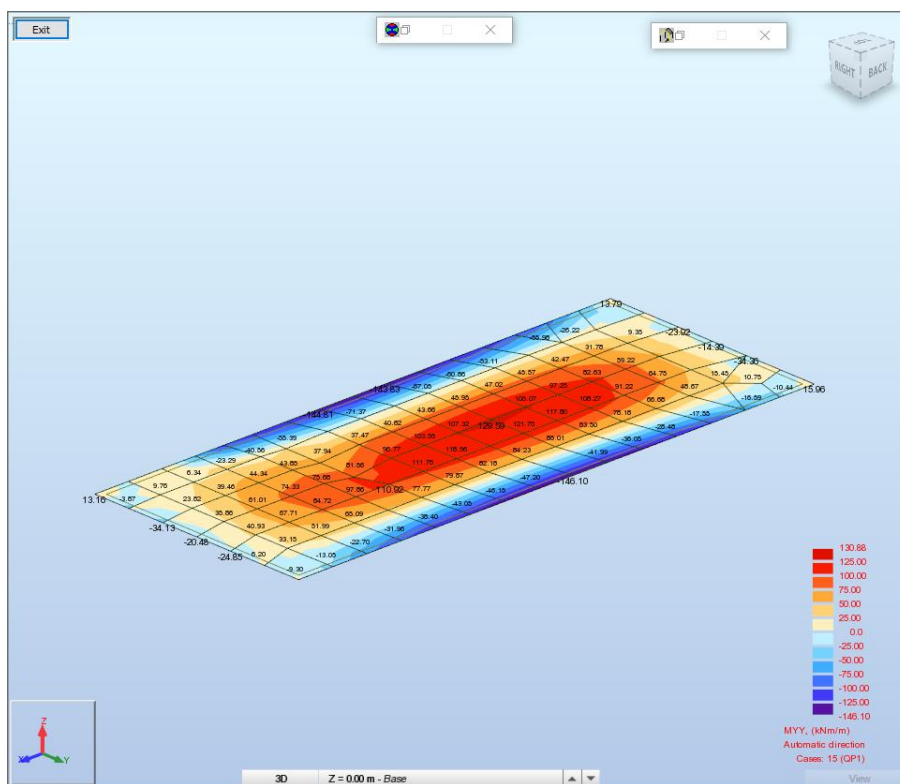


FIGURA 13: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO QUASI PERMANENTE

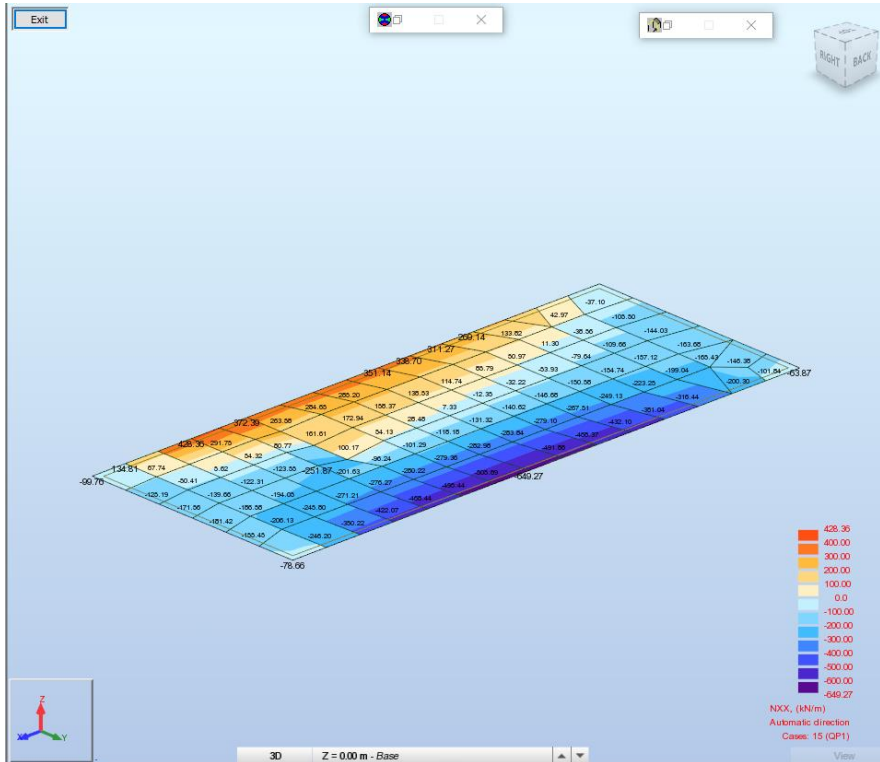


FIGURA 14: SFORZO NORMALE XX INVILUPPO QUASI PERMANENTE

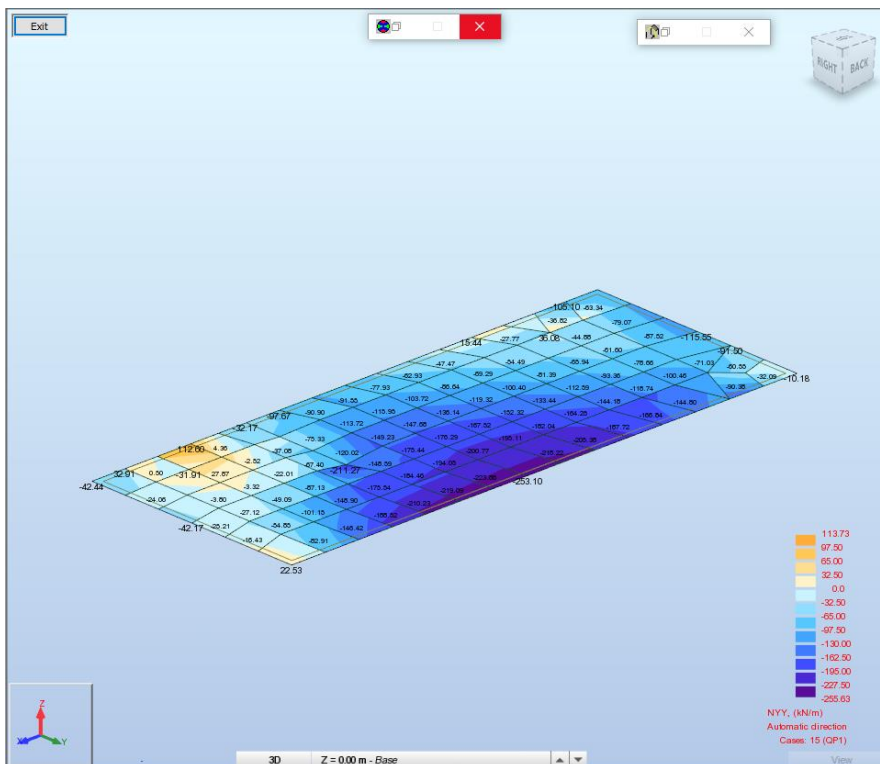


FIGURA 15: SFORZO NORMALE YY INVILUPPO QUASI PERMANENTE

7.3 TABULATI DI VERIFICA

Si riporta di seguito la verifica dell'armatura prevista per la fondazione. Si precisa che la quantità di armatura, per tutti gli elementi che compongono la struttura, è stata calcolata con il software di calcolo. Si intende con (+) l'armatura superiore e con (-) l'armatura inferiore.

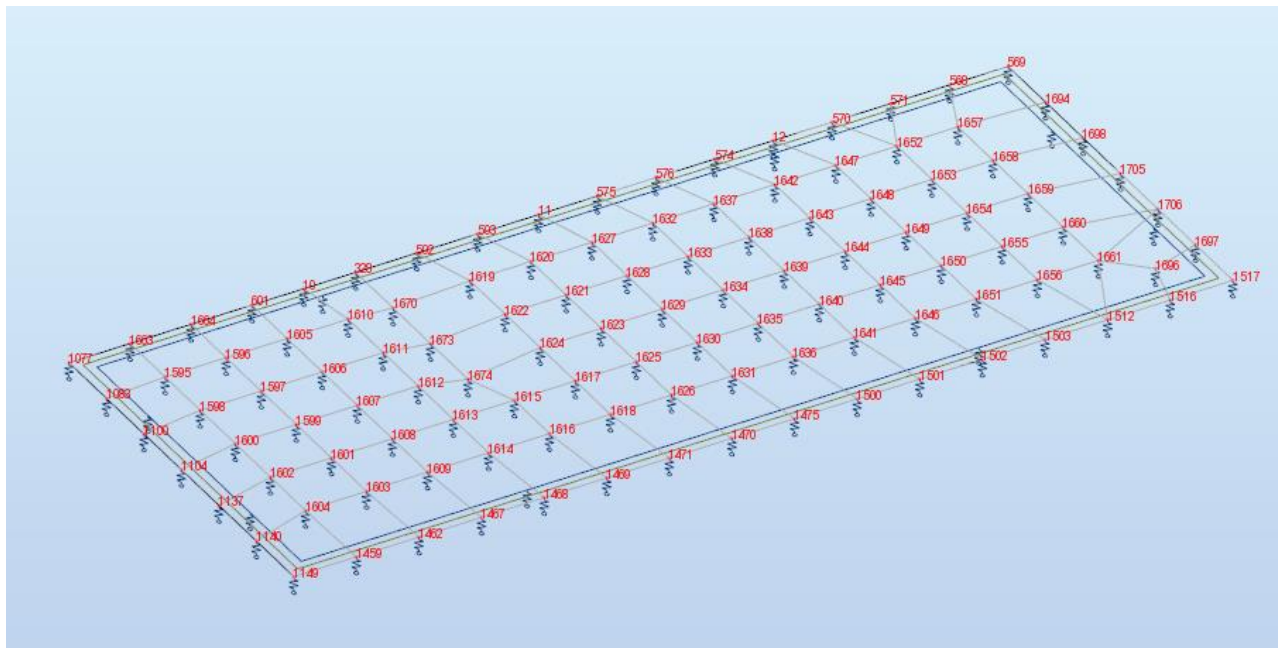
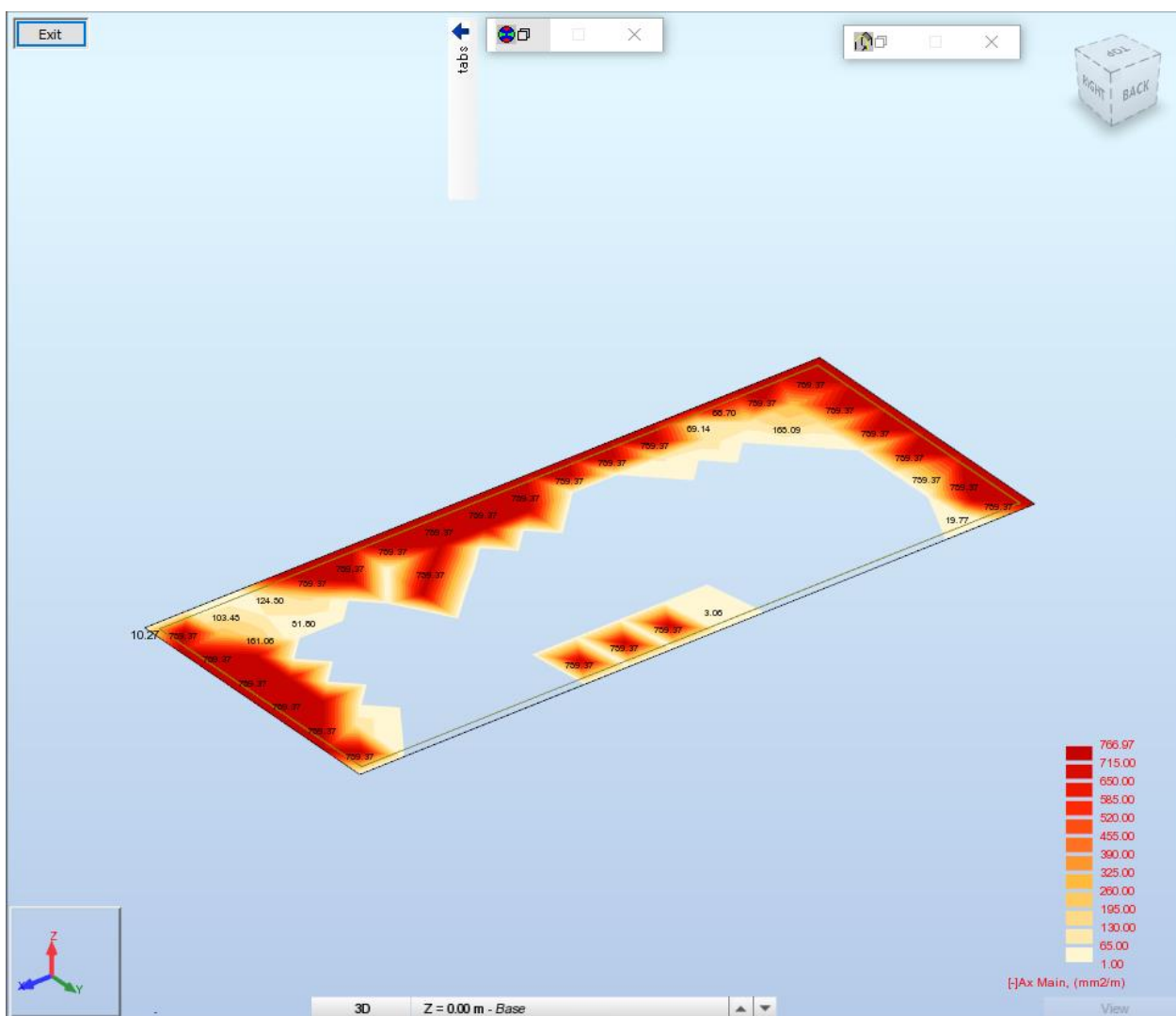
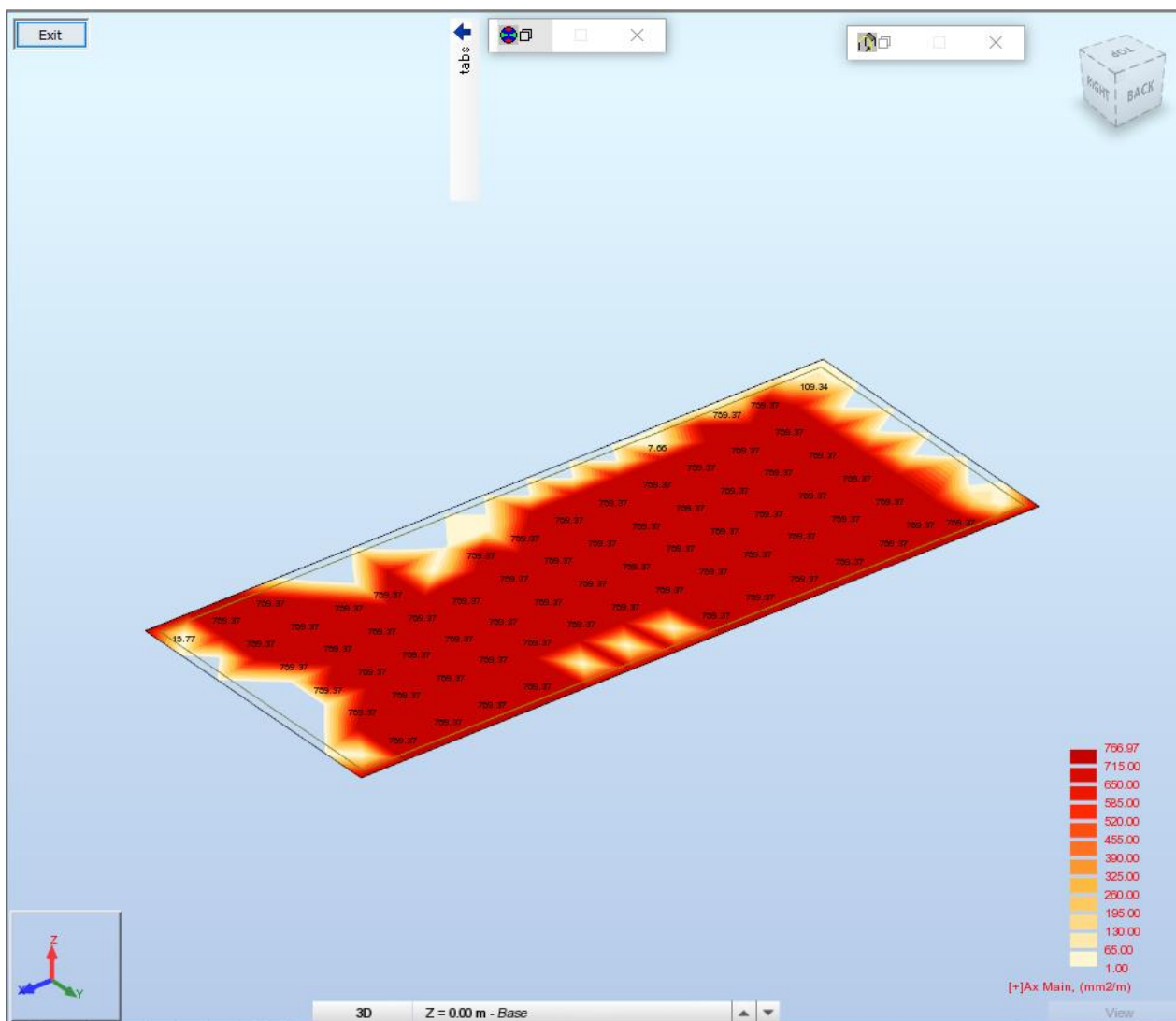


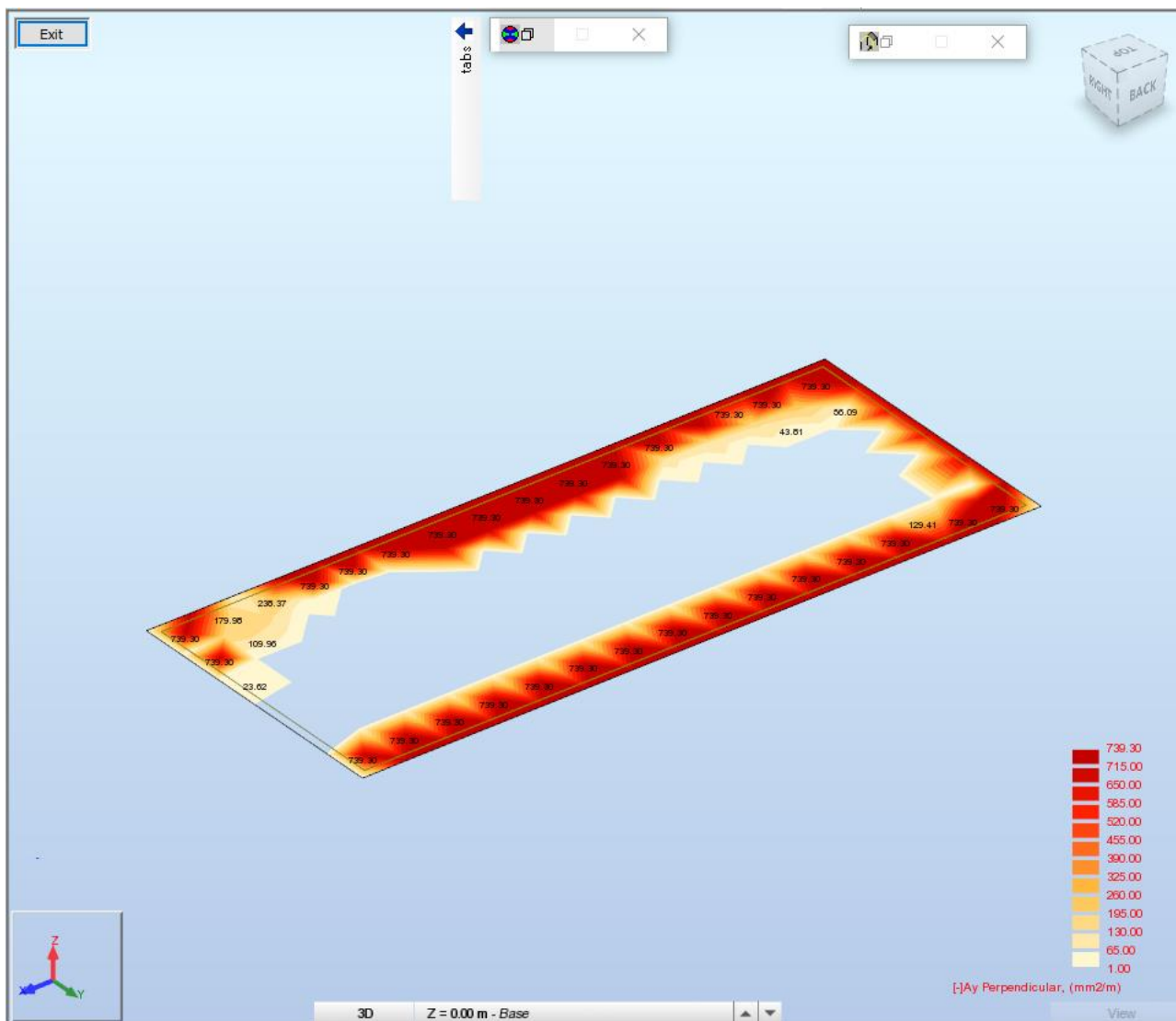
FIGURA 16: NUMERAZIONE NODI FODNAZIONE

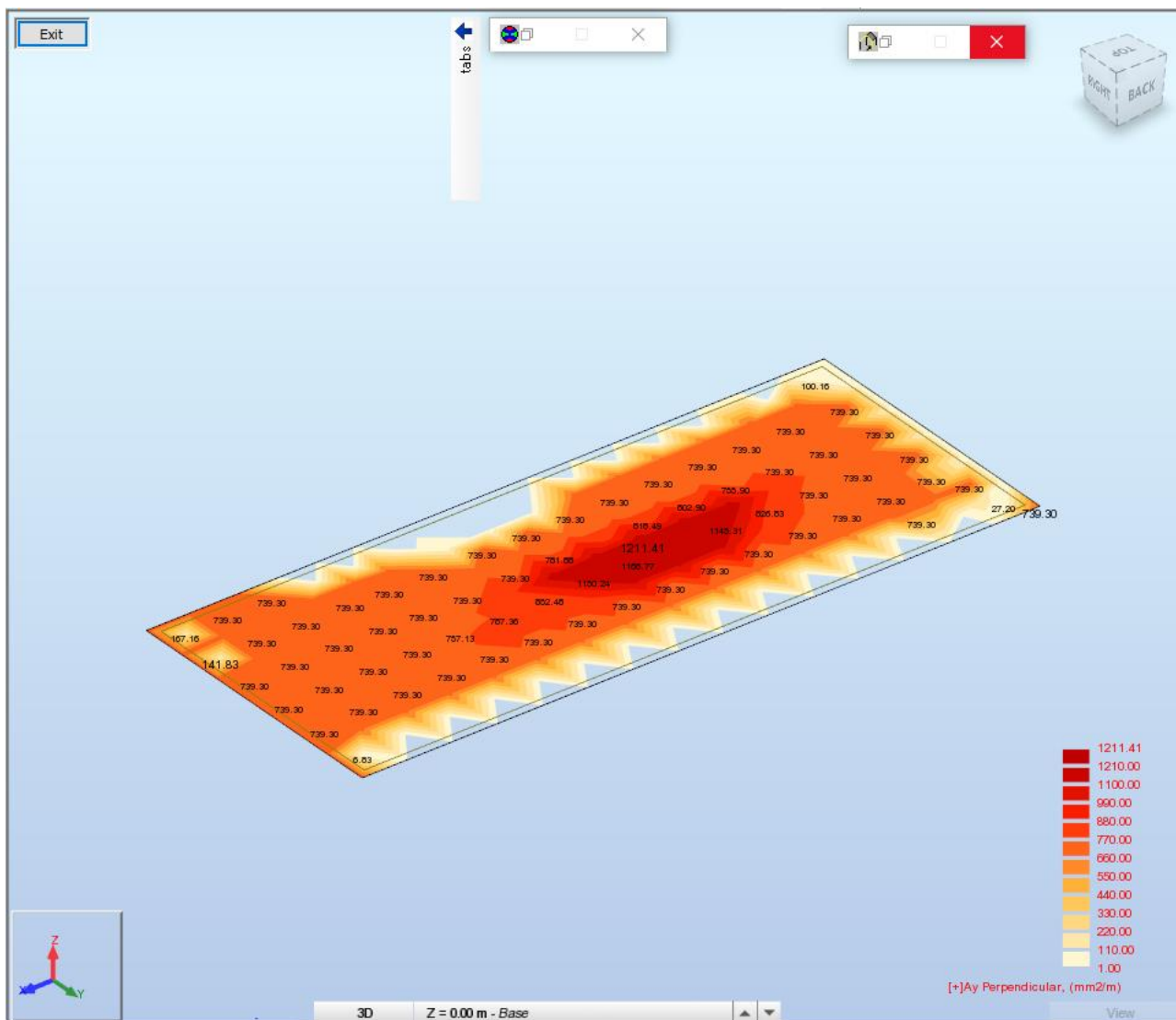
Panel/Node	(-) Ax main (mm2/m)	Provided Reinforcement	(-) Ay perpendicular (mm2/m)	Provided Reinforcement	(+) Ax main (mm2/m)	Provided Reinforcement	(+) Ay perpendicular (mm2/m)	Provided Reinforcement
1/10	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/11	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/12	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/328	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/568	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/569	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/570	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/571	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/574	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/575	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/576	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/592	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/593	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/601	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1077	10.27	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1083	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1100	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1104	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1137	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1140	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1149	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1459	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1462	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1467	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1468	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1469	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2

1/1643	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1644	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	1165.13	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1645	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	853.57	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1646	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1647	113.01	1Φ20/20cm = 1570 mm2	131.81	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1648	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1649	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	830.65	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1650	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	760.06	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1651	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1652	102.62	1Φ20/20cm = 1570 mm2	154.98	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1653	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1654	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1655	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1656	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1657	257.32	1Φ20/20cm = 1570 mm2	224.75	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1658	92.87	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1659	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1660	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1661	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1663	13.00	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1664	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	61.39	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1670	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1673	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1674	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1694	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1696	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	147.50	1Φ20/20cm = 1570 mm2	191.07	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1697	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1698	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1705	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2
1/1706	759.37	1Φ20/20cm = 1570 mm2	739.30	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2	0.0	1Φ20/20cm = 1570 mm2









8 VERIFICHE STRUTTURALI SETTI

8.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Condizioni di carico

1	DL1	DL1	Permanenti	Nonlinear Static
2	DL2	DL2	Perm.Non-str.	Nonlinear Static
3	LL1	Variabile	Categoria C	Nonlinear Static
4	SN1	Neve	snow	Nonlinear Static
5	WIND1	Vento1	Vento	Nonlinear Static
6	WIND2	Vento2	Vento	Nonlinear Static
7	DL3	Spinta	Terreno X-	Perm.Non-str. Nonlinear Static
8	DL4	Spinta	Terreno Y-	Perm.Non-str. Nonlinear Static
9	DL5	Spinta	Terreno X+	Perm.Non-str. Nonlinear Static
10	DL6	Spinta	Terreno Y+	Perm.Non-str. Nonlinear Static
11	SIS1	Sisma1	Sismiche SLU	Nonlinear Static
12	SIS2	Sisma2	Sismiche SLU	Nonlinear Static
13	11	SLU1	snow	Nonlin. Combination
14	10	SLU2	Vento	Nonlin. Combination
15	9	QP1	Permanenti	Nonlin. Combination
16	8	SLV1	Sismiche SLU	Nonlin. Combination
17	7	SLV2	Sismiche SLU	Nonlin. Combination
18	6	SLD1	Sismiche SLE	Nonlin. Combination
19	5	SLD2	Sismiche SLE	Nonlin. Combination
20	4	RARA1	snow	Nonlin. Combination
21	3	RARA2	Vento	Nonlin. Combination
22	2	FERQ1	snow	Nonlin. Combination
23	1	FREQ2	Vento	Nonlin. Combination

Combinazioni di carico

13	SLU1	Nonlin. Combination	SLU	snow	$1*1.30+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+(9+10)*1.00$
14	SLU2	Nonlin. Combination	SLU	Vento	$1*1.30+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+(9+10)*1.00$
15	QP1	Nonlin. Combination	SLE:QPR	Permanenti	$(1+2+3+7+8+9+10)*1.00$
16	SLV1	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLU	$(1+2+7+8+11+9+10)*1.00+12*0.30+3*0.60$
17	SLV2	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLU	$(1+2+7+8+12+9+10)*1.00+11*0.30+3*0.60$
18	SLD1	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLE	$(1+2+7+8+11+9+10)*1.00+12*0.30+3*0.60$
19	SLD2	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLE	$(1+2+7+8+12+9+10)*1.00+3*0.60+11*0.30$
20	RARA1	Nonlin. Combination	SLE:CHR	snow	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
21	RARA2	Nonlin. Combination	SLE:CHR	Vento	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
22	FERQ1	Nonlin. Combination	SLE:FRE	snow	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
23	FREQ2	Nonlin. Combination	SLE:FRE	Vento	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$

8.2 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni del setto più sollecitato.

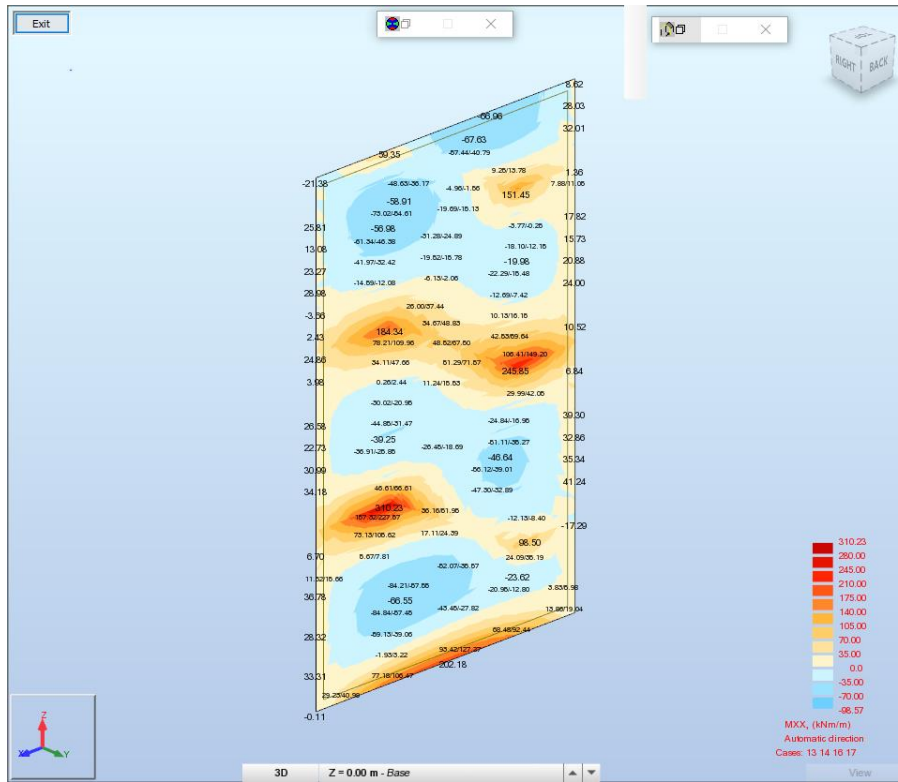


FIGURA 17: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO SLU/SLV

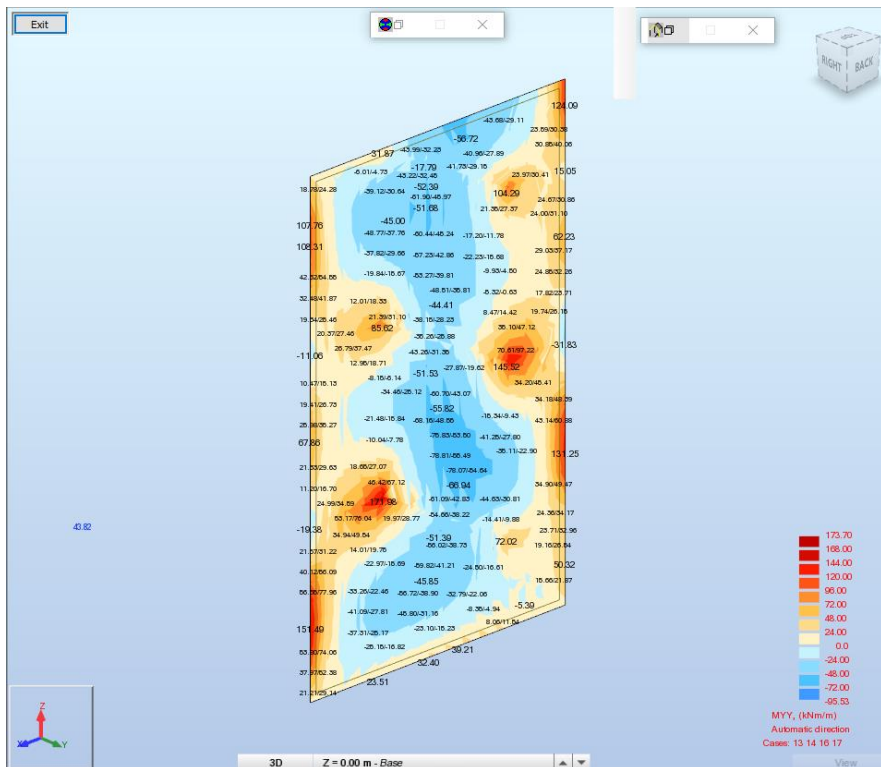


FIGURA 18: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO SLU/SLV

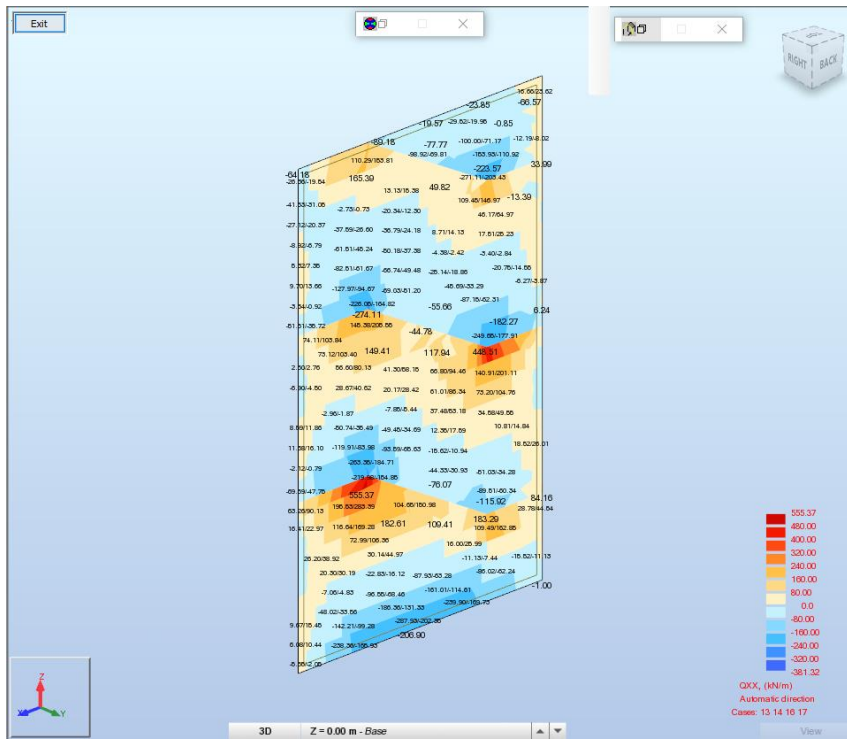


FIGURA 19: TAGLIO XX INVILUPPO SLU/SLV

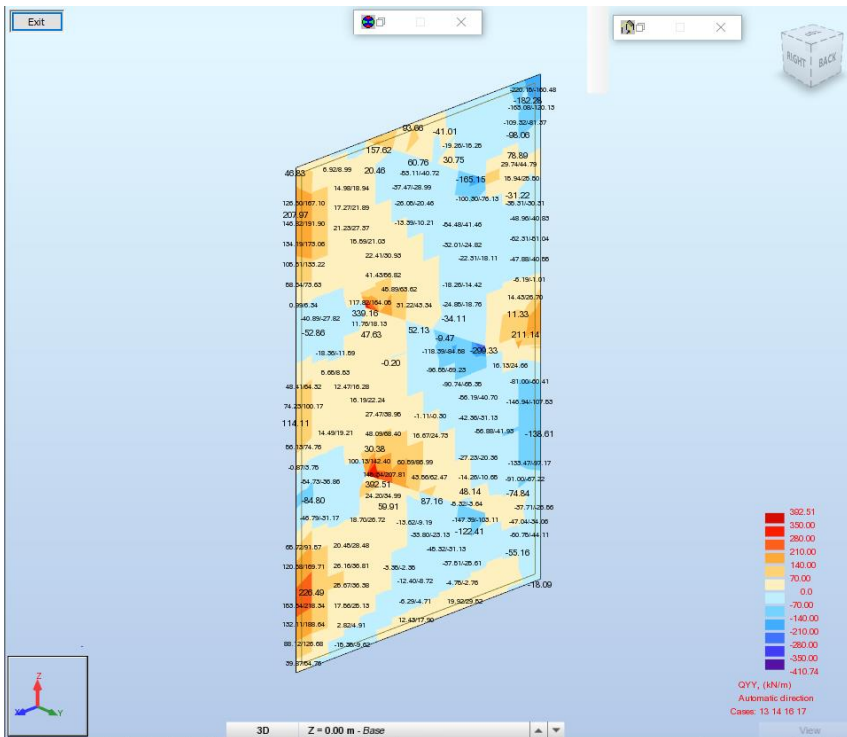


FIGURA 20: TAGLIO YY INVILUPPO SLU/SLV

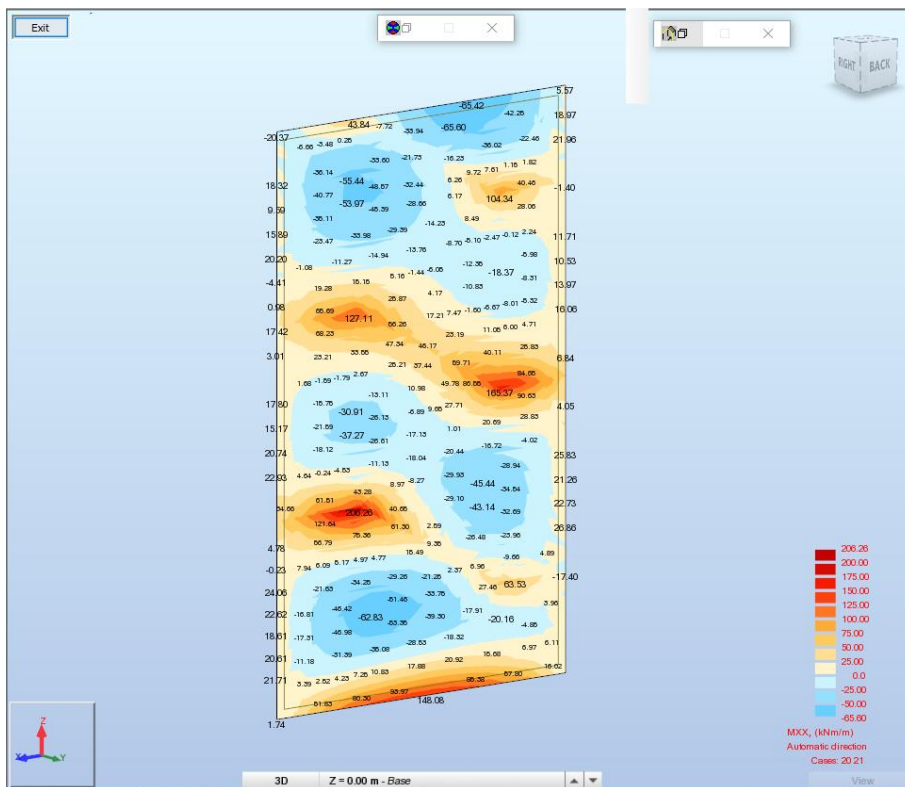


FIGURA 21: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO RARA

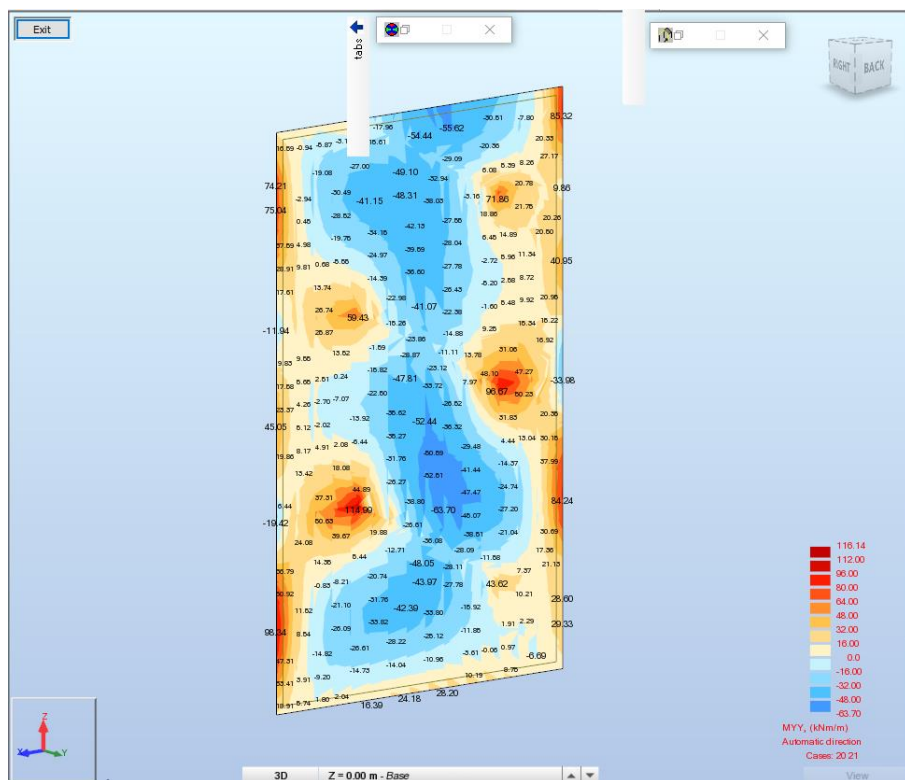


FIGURA 22: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO RARA

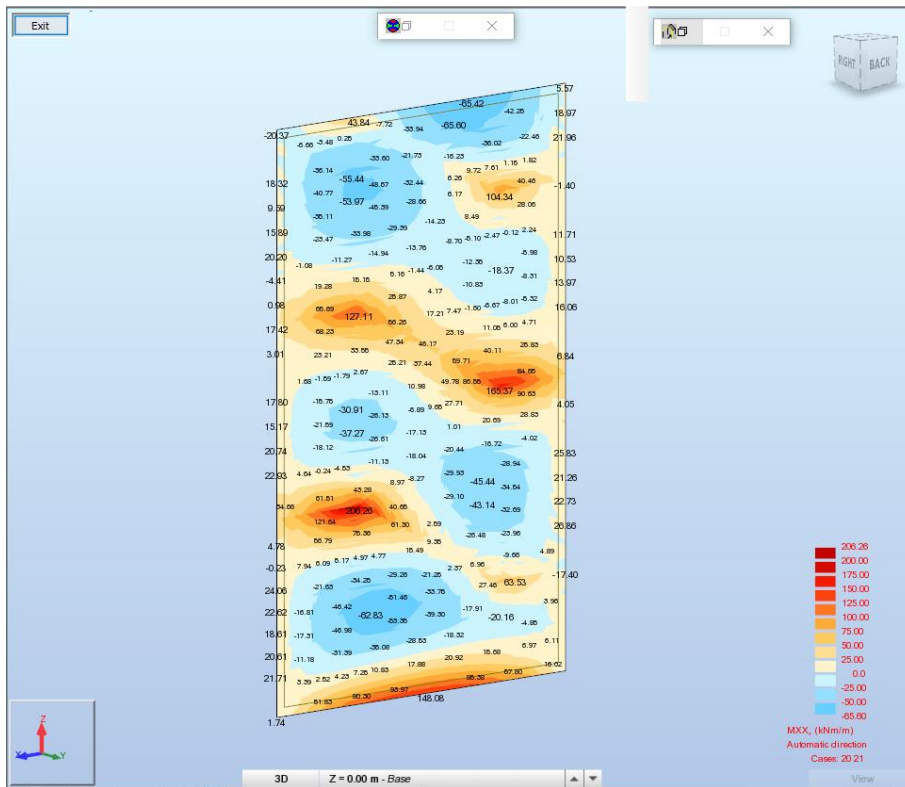


FIGURA 23: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO FREQUENTE

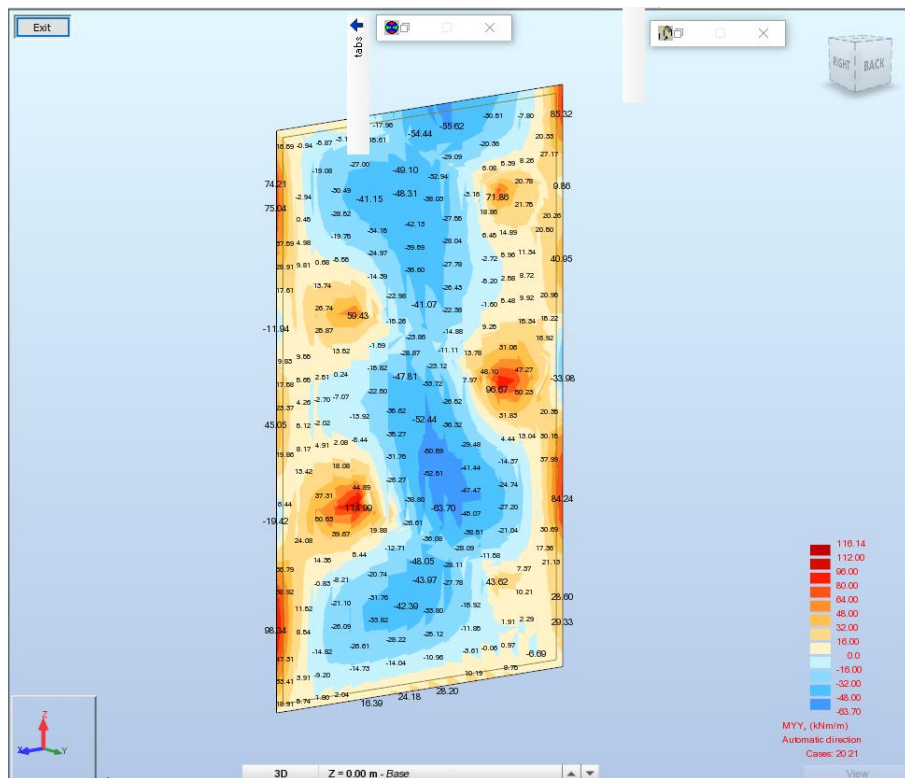


FIGURA 24: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO FREQUENTE

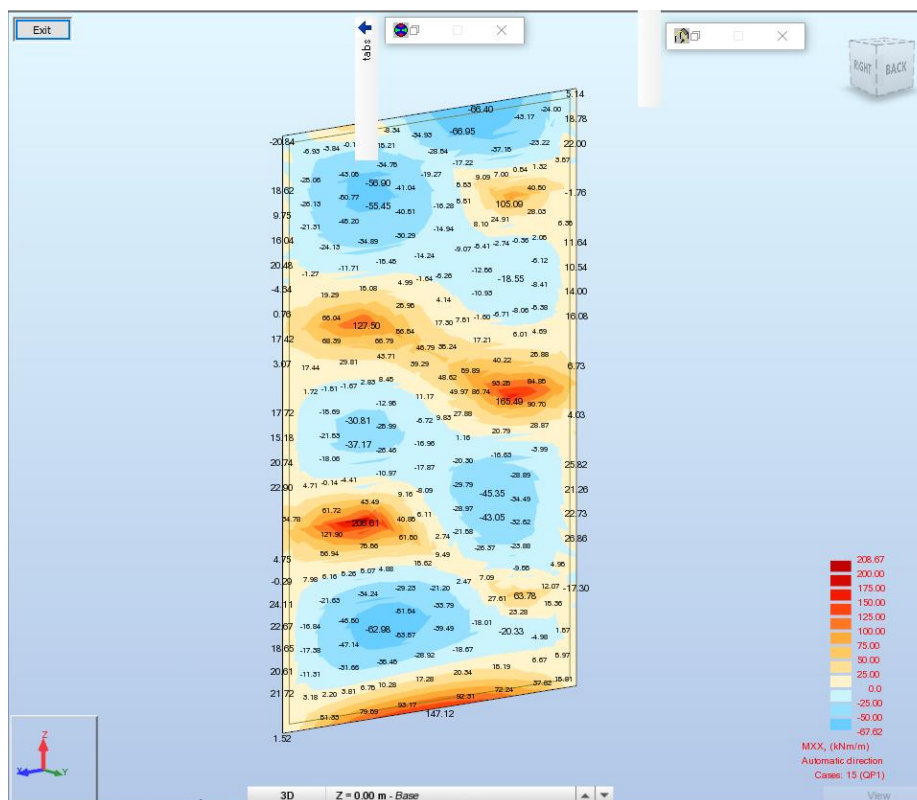


FIGURA 25: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO QUASI PERMANENTE

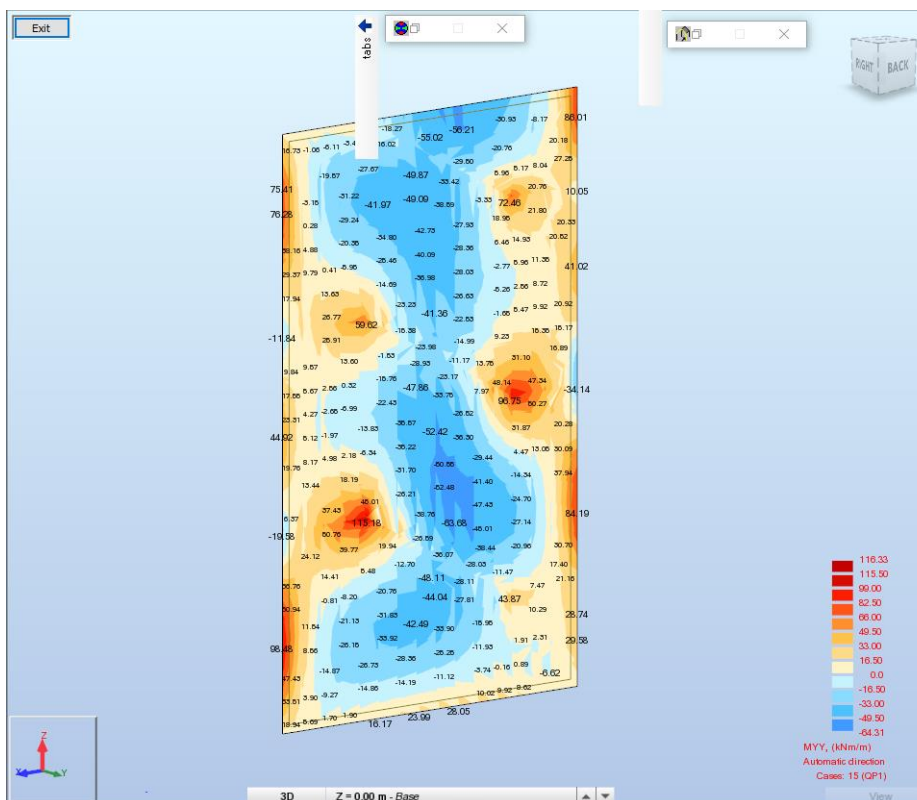


FIGURA 26: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO QUASI PERMANENTE

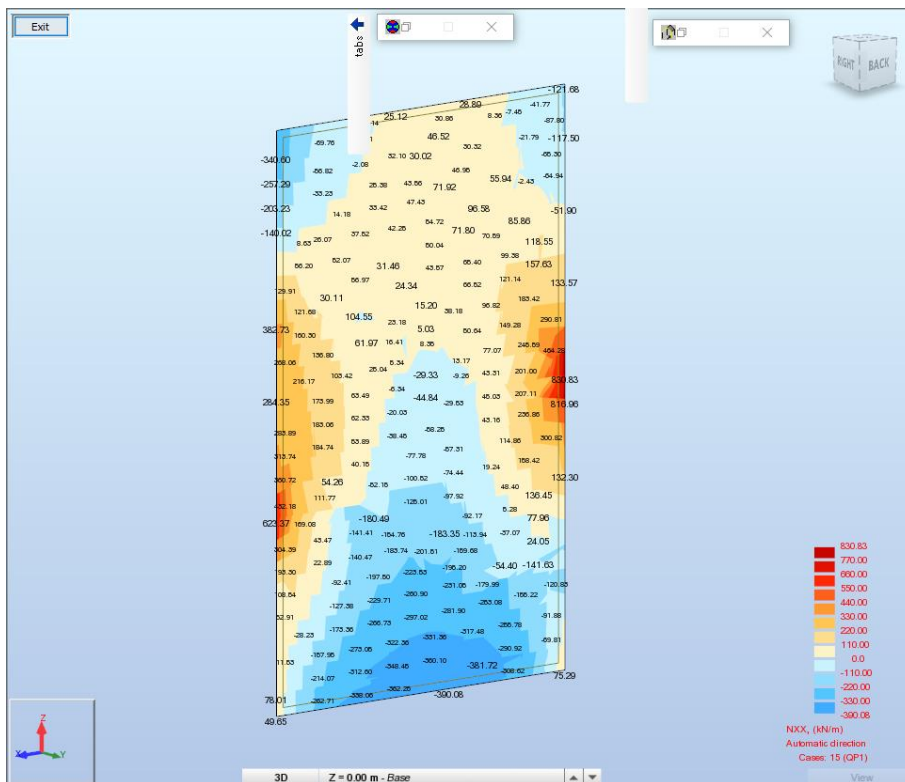


FIGURA 27: SFORZO NORMALE XX INVILUPPO QUASI PERMANENTE

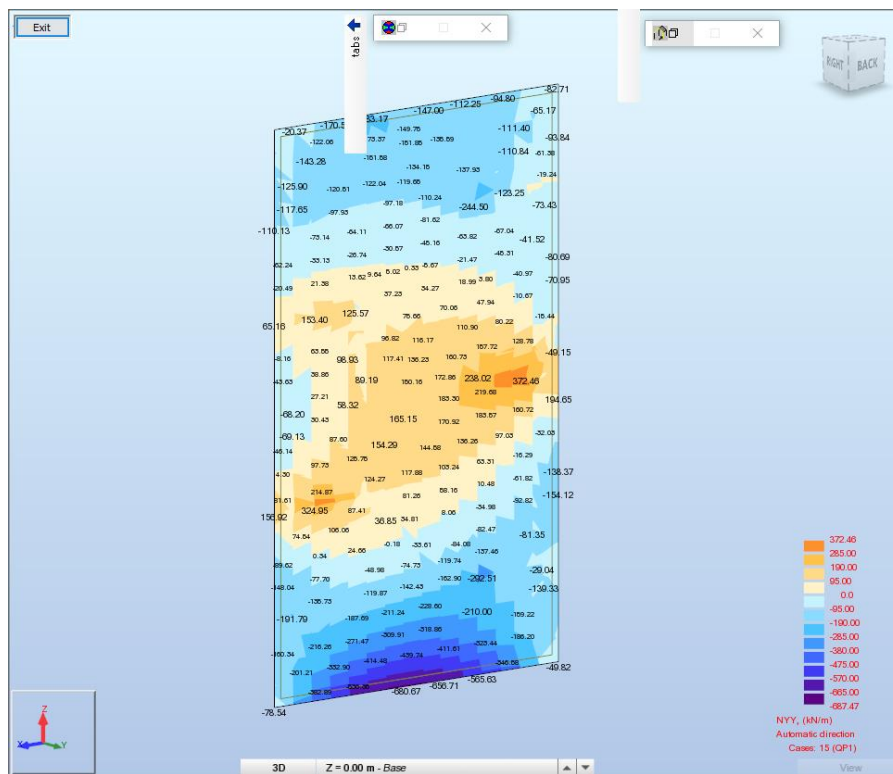


FIGURA 28: SFORZO NORMALE YY INVILUPPO QUASI PERMANENTE

8.3 TABULATI DI VERIFICA

Si riporta di seguito la verifica dell'armatura prevista per il setto più sollecitato – si considera la stessa armatura per gli altri setti. Si intende con (+) l'armatura superiore e con (-) l'armatura inferiore.

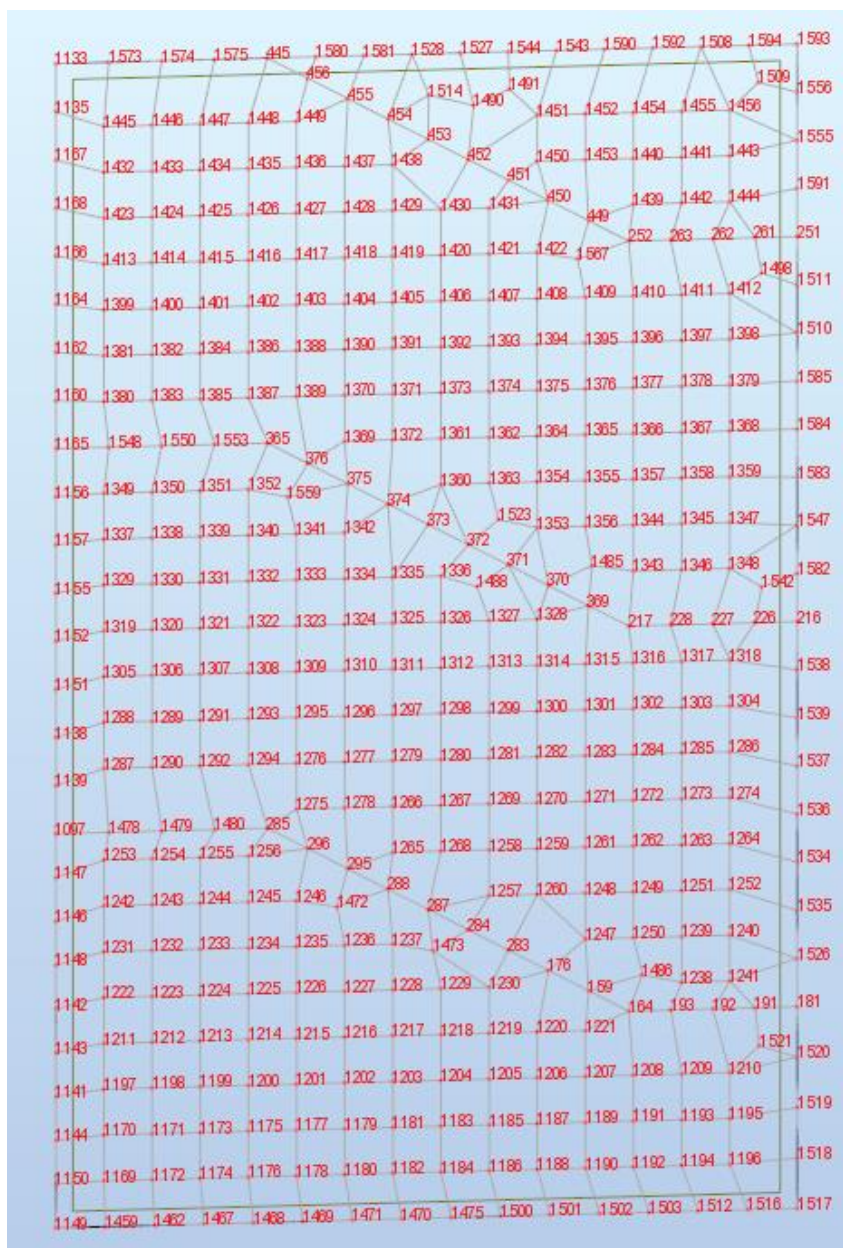
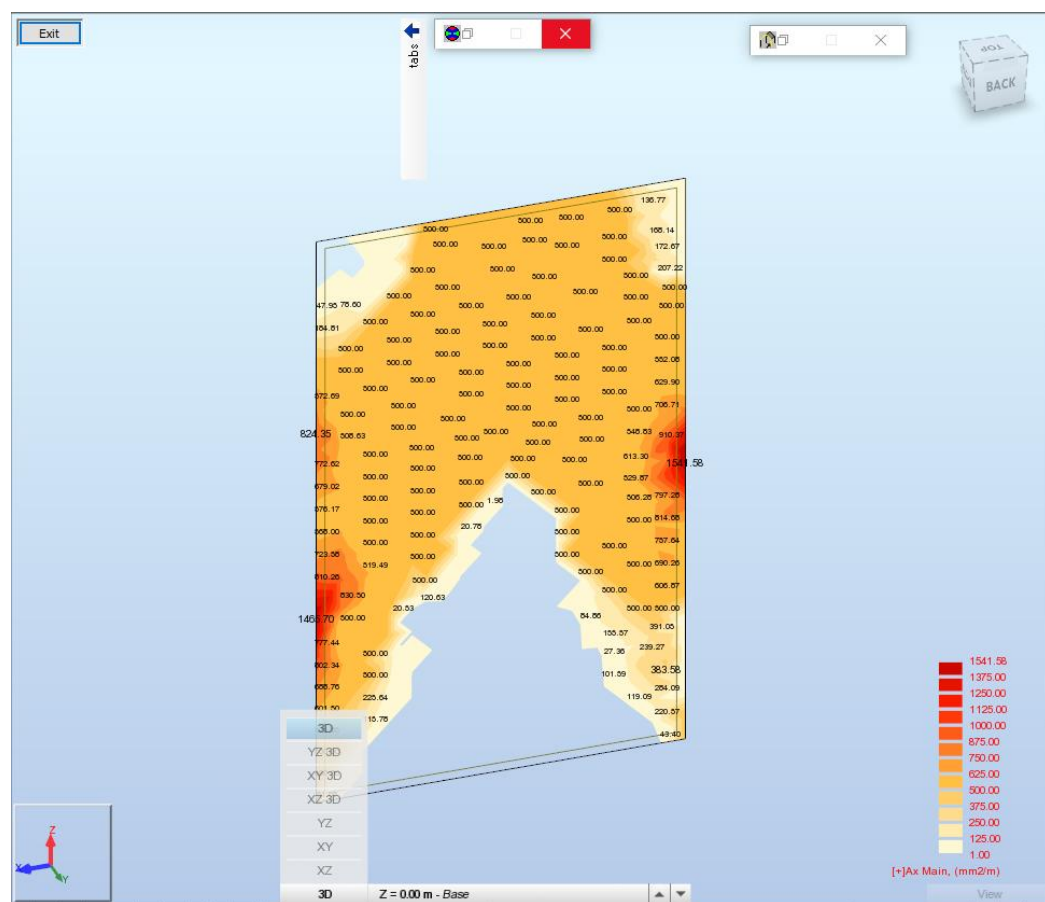
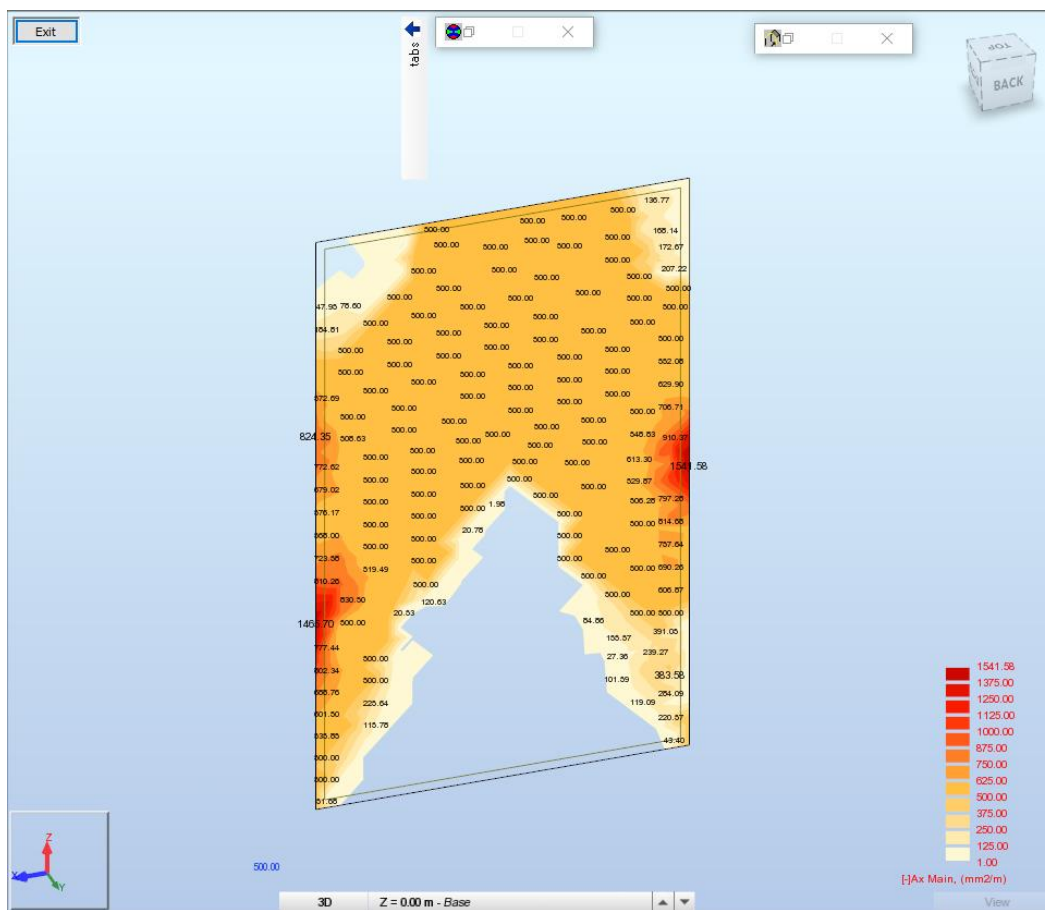
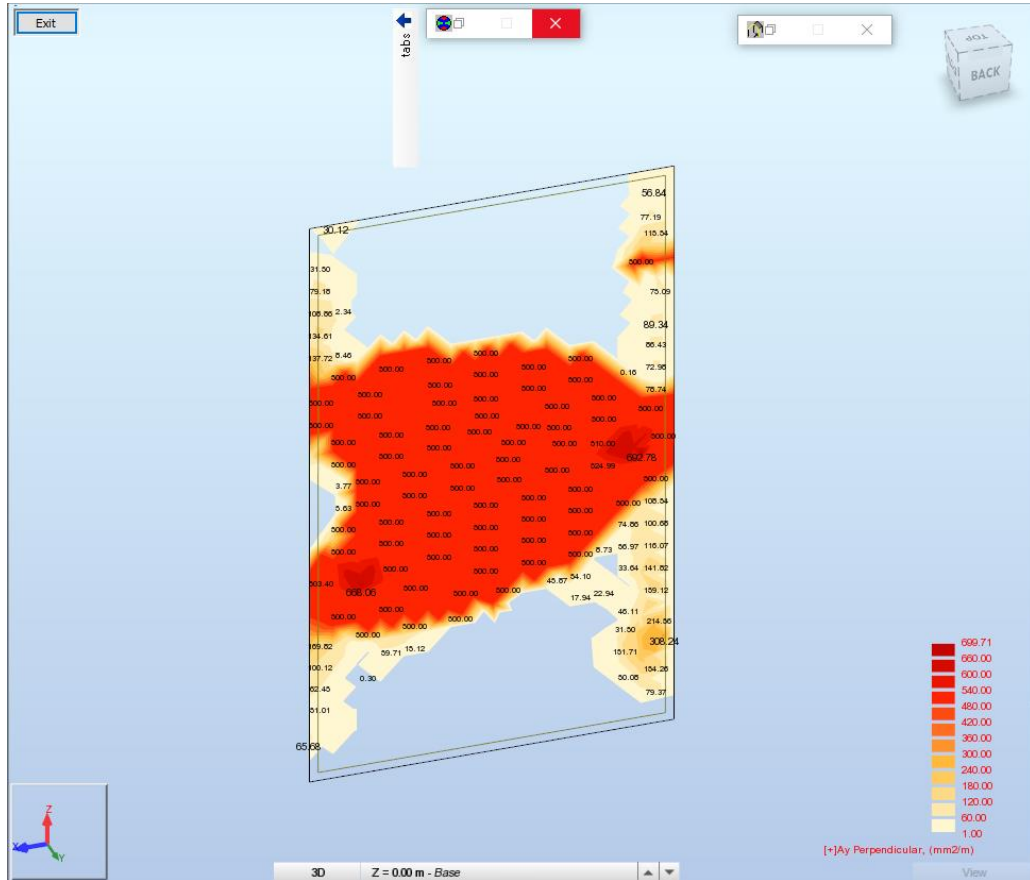
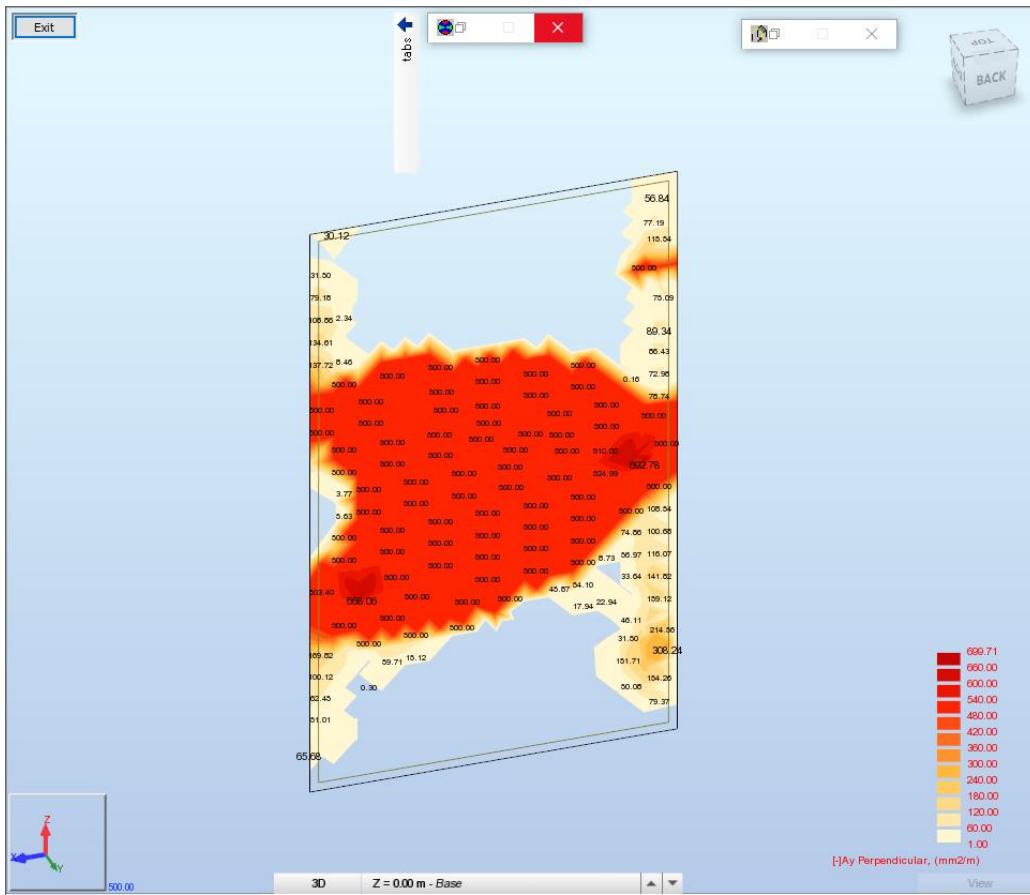


FIGURA 29: NUMERAZIONE NODI SETTO





9 VERIFICHE STRUTTURALI RAMPE SCALE

9.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Condizioni di carico

1	DL1	DL1	Permanenti	Nonlinear Static
2	DL2	DL2	Perm.Non-str.	Nonlinear Static
3	LL1	Variabile	Categoria C	Nonlinear Static
4	SN1	Neve	snow	Nonlinear Static
5	WIND1	Vento1	Vento	Nonlinear Static
6	WIND2	Vento2	Vento	Nonlinear Static
7	DL3	Spinta	Terreno X-	Perm.Non-str. Nonlinear Static
8	DL4	Spinta	Terreno Y-	Perm.Non-str. Nonlinear Static
9	DL5	Spinta	Terreno X+	Perm.Non-str. Nonlinear Static
10	DL6	Spinta	Terreno Y+	Perm.Non-str. Nonlinear Static
11	SIS1	Sisma1	Sismiche SLU	Nonlinear Static
12	SIS2	Sisma2	Sismiche SLU	Nonlinear Static
13	11	SLU1	snow	Nonlin. Combination
14	10	SLU2	Vento	Nonlin. Combination
15	9	QP1	Permanenti	Nonlin. Combination
16	8	SLV1	Sismiche SLU	Nonlin. Combination
17	7	SLV2	Sismiche SLU	Nonlin. Combination
18	6	SLD1	Sismiche SLE	Nonlin. Combination
19	5	SLD2	Sismiche SLE	Nonlin. Combination
20	4	RARA1	snow	Nonlin. Combination
21	3	RARA2	Vento	Nonlin. Combination
22	2	FERQ1	snow	Nonlin. Combination
23	1	FREQ2	Vento	Nonlin. Combination

Combinazioni di carico

13	SLU1	Nonlin. Combination	SLU	snow	$1*1.30+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+(9+10)*1.00$
14	SLU2	Nonlin. Combination	SLU	Vento	$1*1.30+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+(9+10)*1.00$
15	QP1	Nonlin. Combination	SLE:QPR	Permanenti	$(1+2+3+7+8+9+10)*1.00$
16	SLV1	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLU	$(1+2+7+8+11+9+10)*1.00+12*0.30+3*0.60$
17	SLV2	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLU	$(1+2+7+8+12+9+10)*1.00+11*0.30+3*0.60$
18	SLD1	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLE	$(1+2+7+8+11+9+10)*1.00+12*0.30+3*0.60$
19	SLD2	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLE	$(1+2+7+8+12+9+10)*1.00+3*0.60+11*0.30$
20	RARA1	Nonlin. Combination	SLE:CHR	snow	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
21	RARA2	Nonlin. Combination	SLE:CHR	Vento	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
22	FERQ1	Nonlin. Combination	SLE:FRE	snow	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
23	FREQ2	Nonlin. Combination	SLE:FRE	Vento	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$

9.2 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni della rampa più sollecitata.

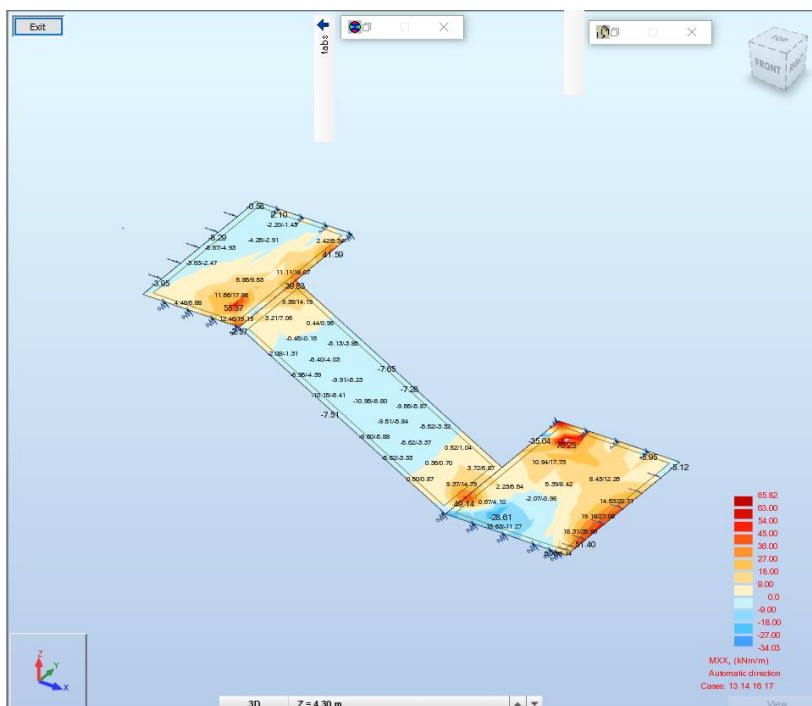


FIGURA 30: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO SLU/SLV

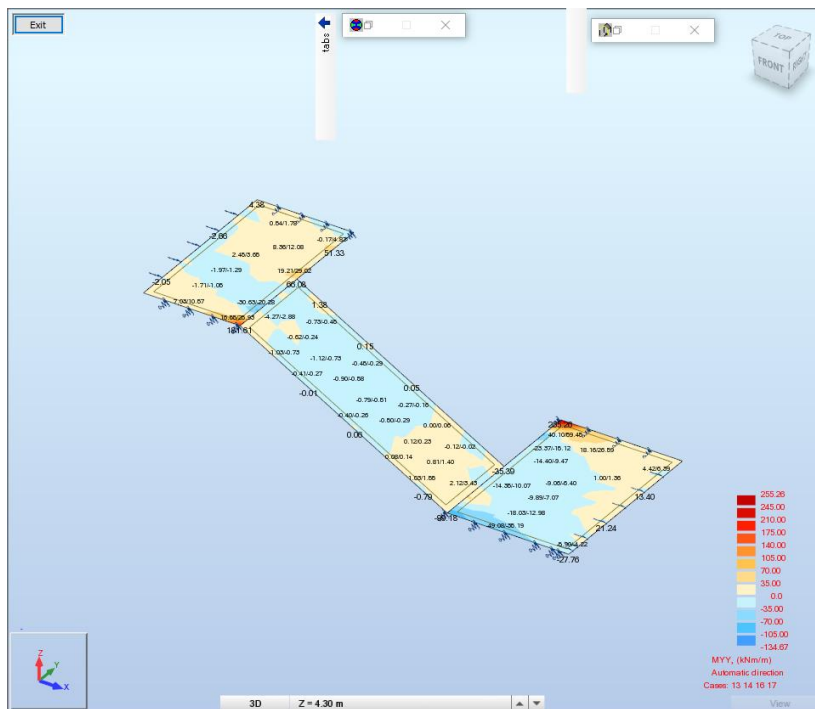


FIGURA 31: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO SLU/SLV

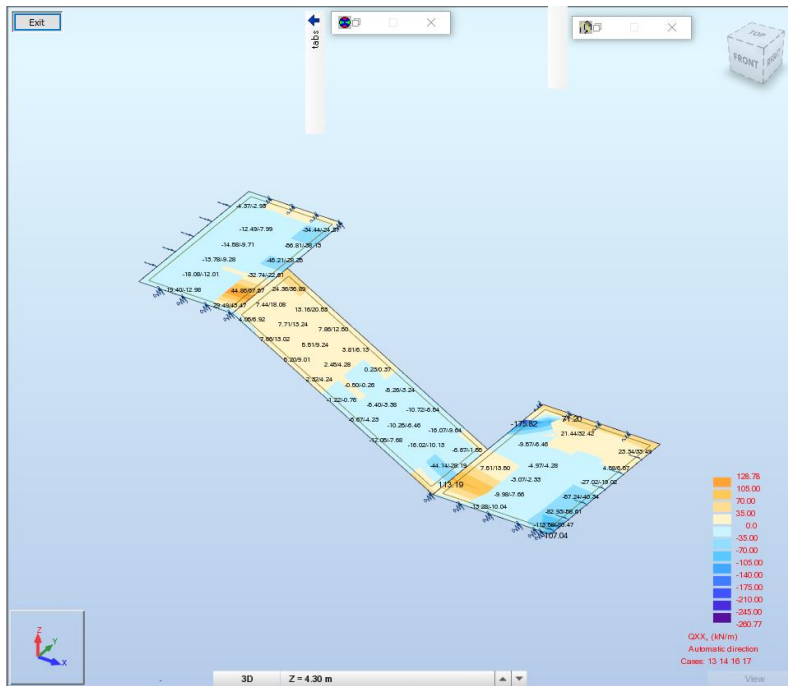


FIGURA 32: TAGLIO XX INVILUPPO SLU/SLV

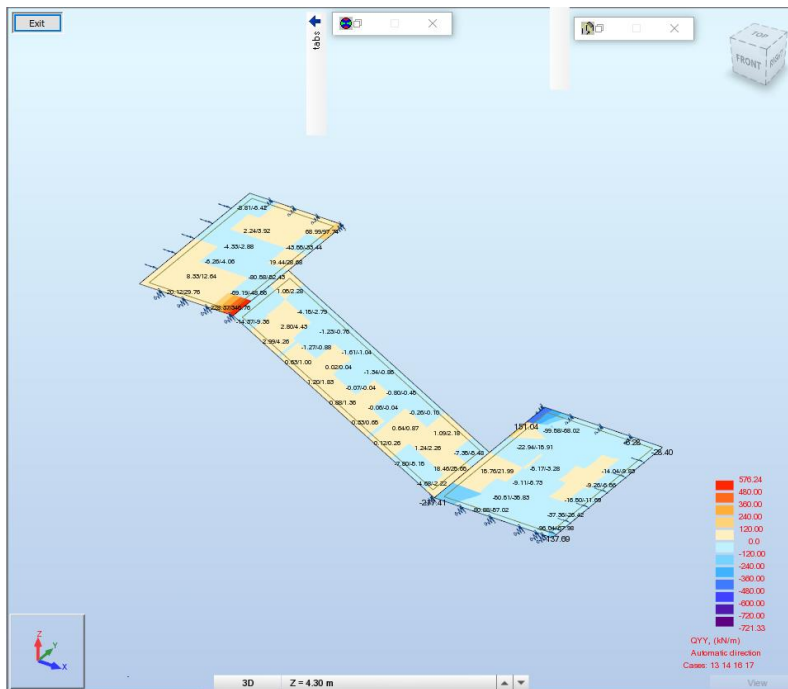


FIGURA 33: TAGLIO YY INVILUPPO SLU/SLV

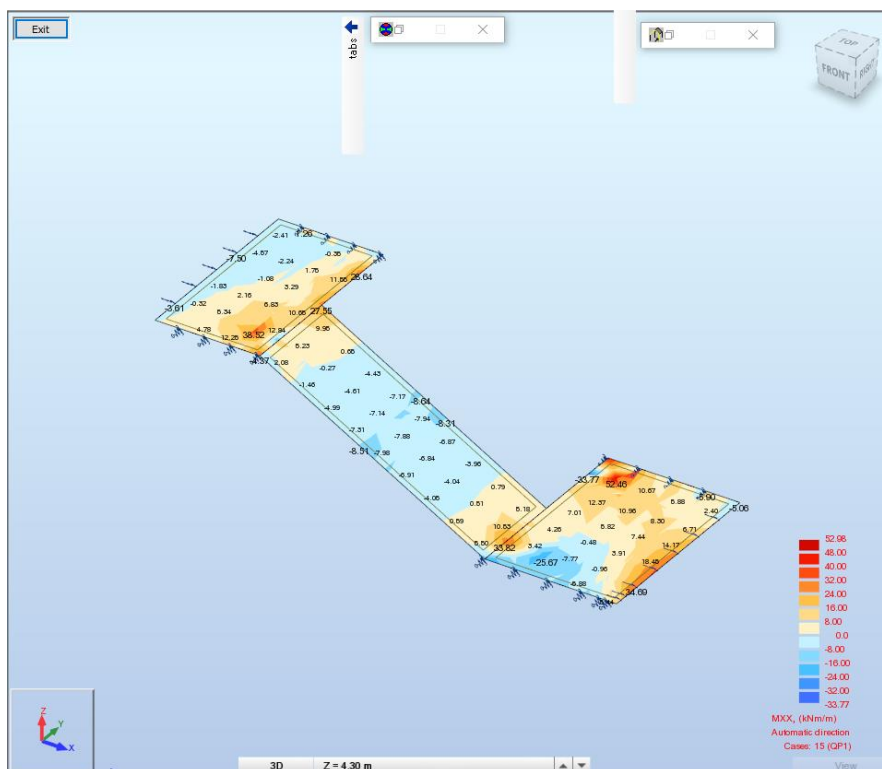


FIGURA 38: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO QUASI PERMANENTE

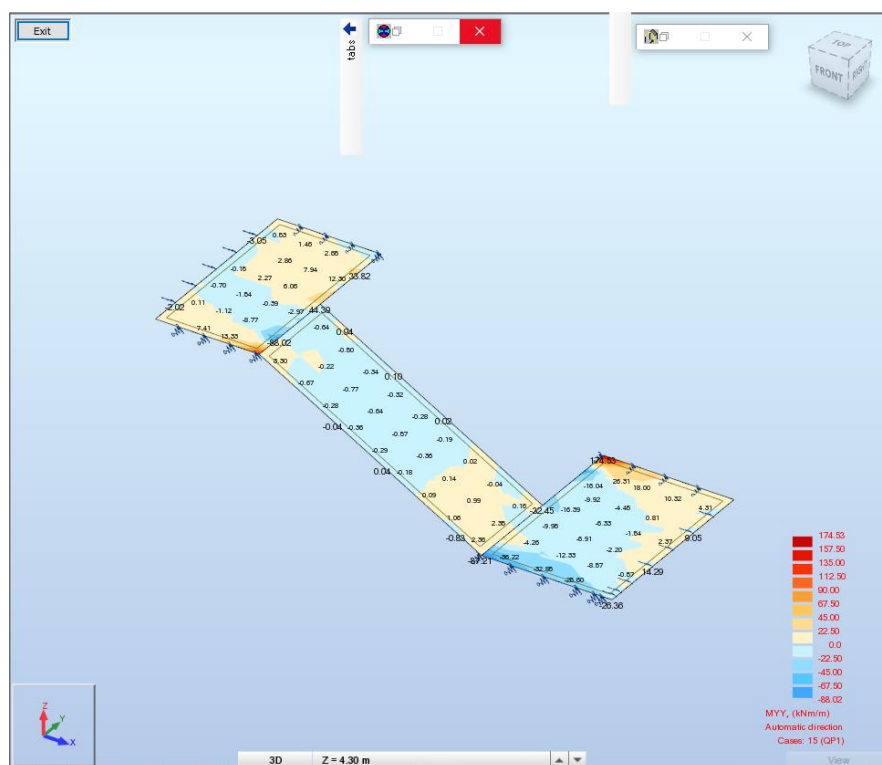


FIGURA 39: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO QUASI PERMANENTE

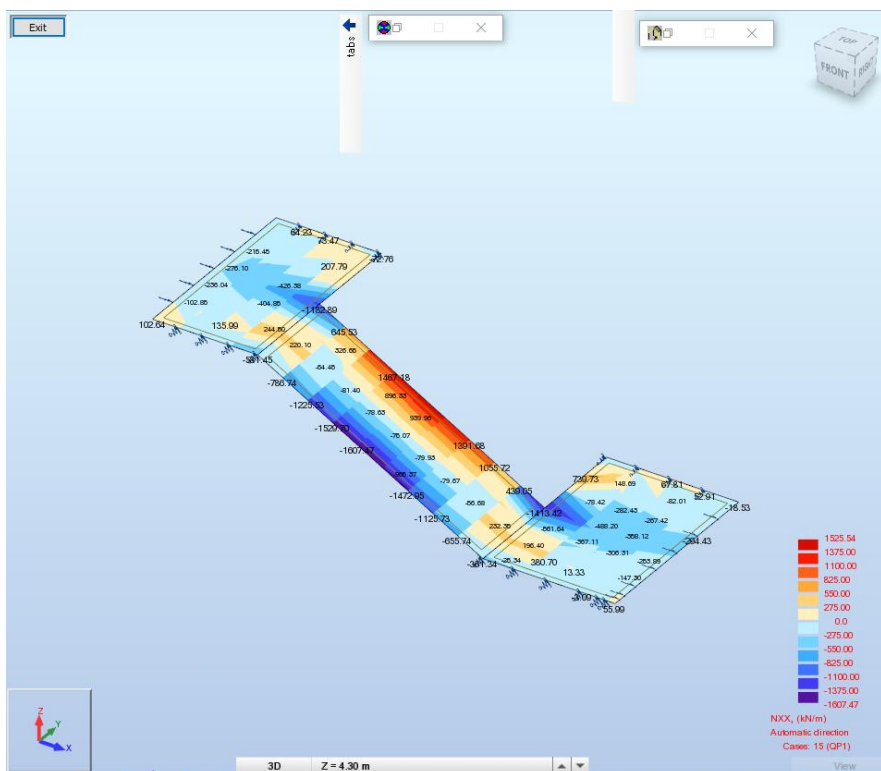


FIGURA 40: SFORZO NORMALE XX INVILUPPO QUASI PERMANENTE

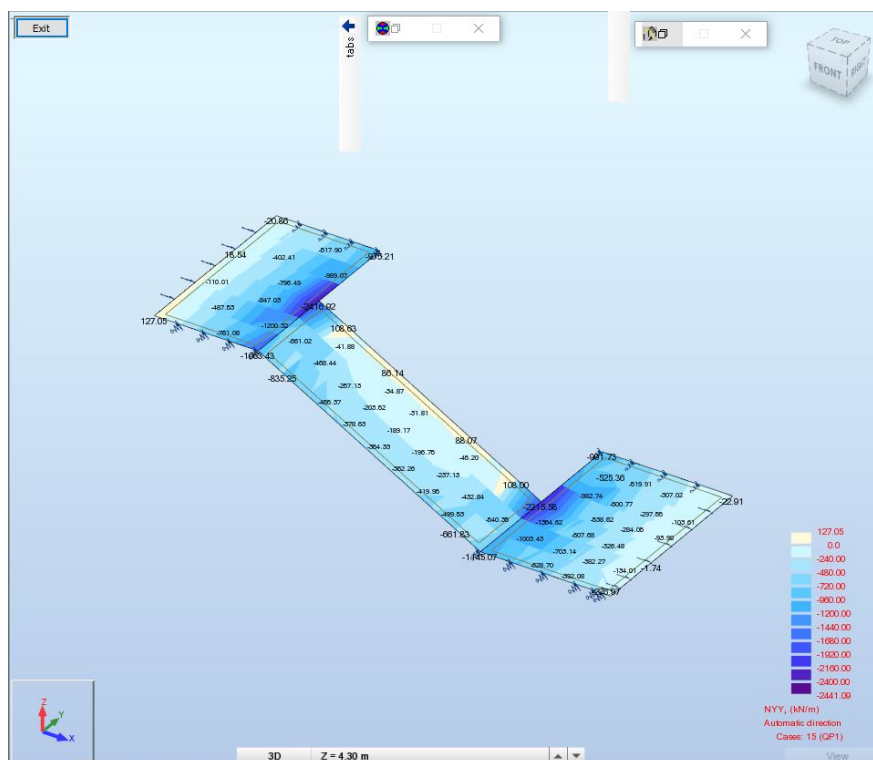


FIGURA 41: SFORZO NORMALE YY INVILUPPO QUASI PERMANENTE

9.3 TABULATI DI VERIFICA

Si riporta di seguito la verifica dell'armatura prevista per la rampa più sollecitata – si considera la stessa armatura per le altre rampe. Si intende con (+) l'armatura superiore e con (-) l'armatura inferiore. Si precisa che alcuni valori di armatura sono elevatissimi poiché sono dovuti a degli effetti locali, come riportano le immagini seguenti, perciò sono trascurabili.

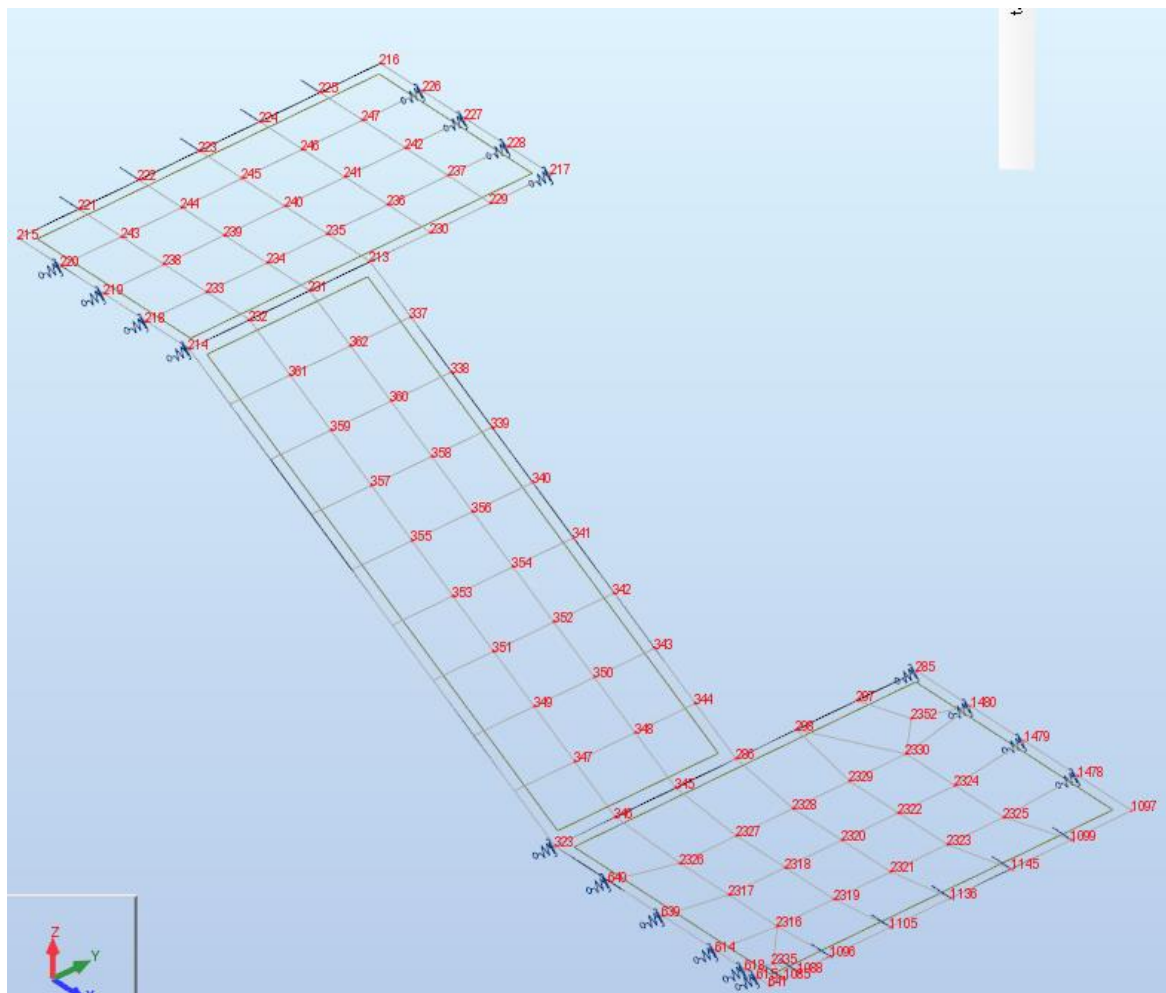
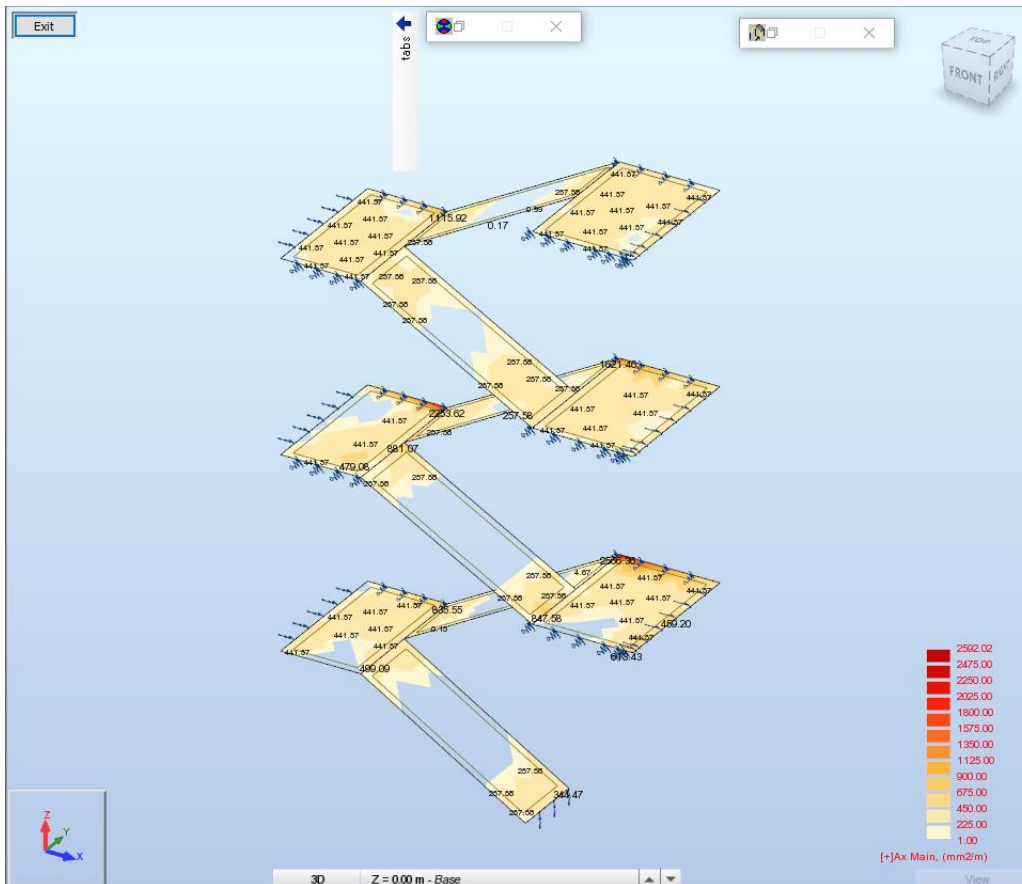
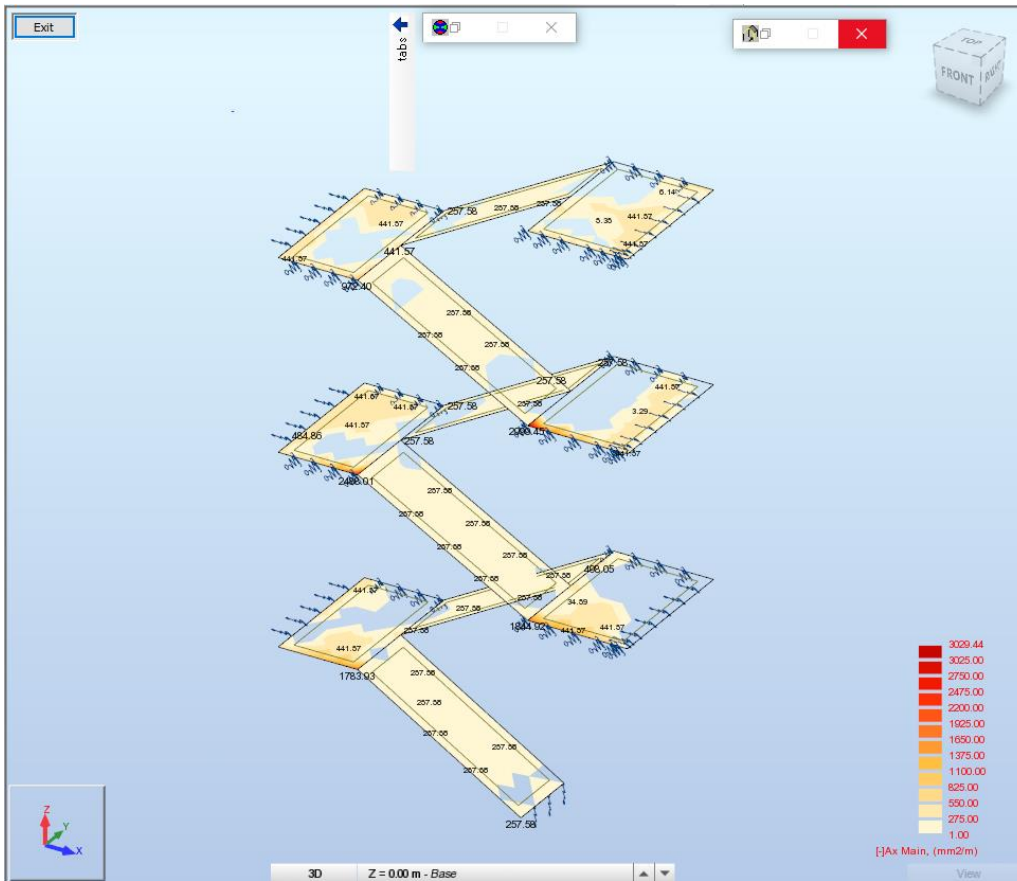
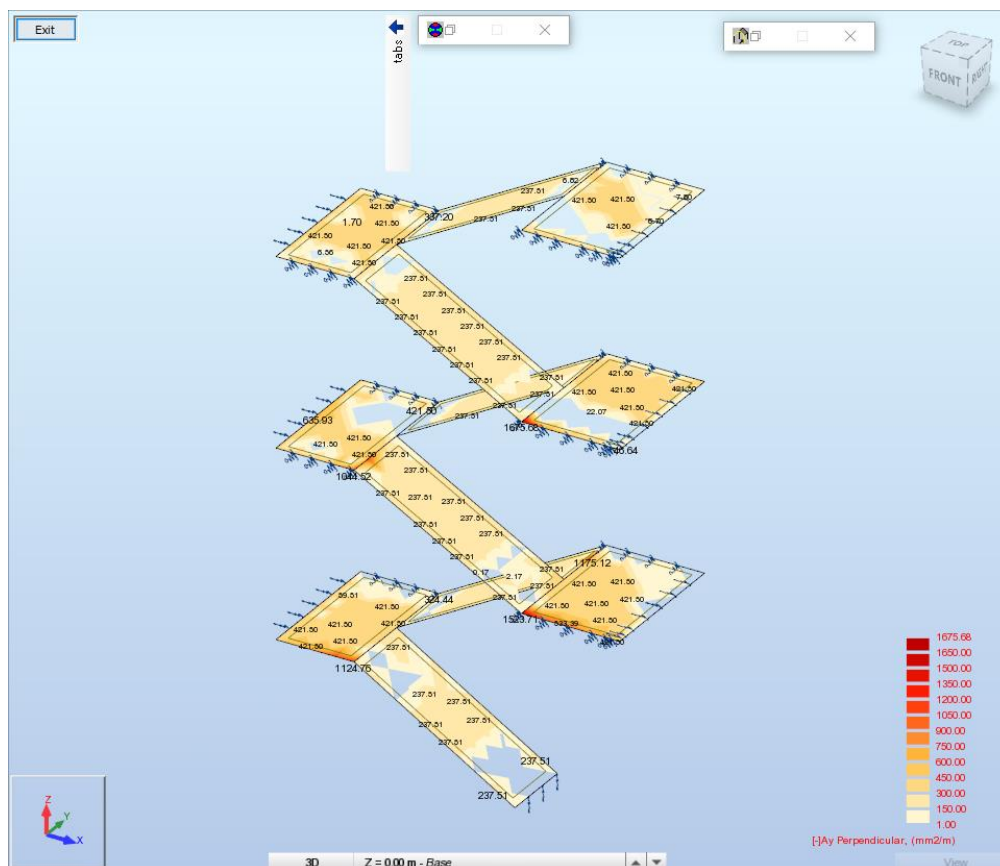
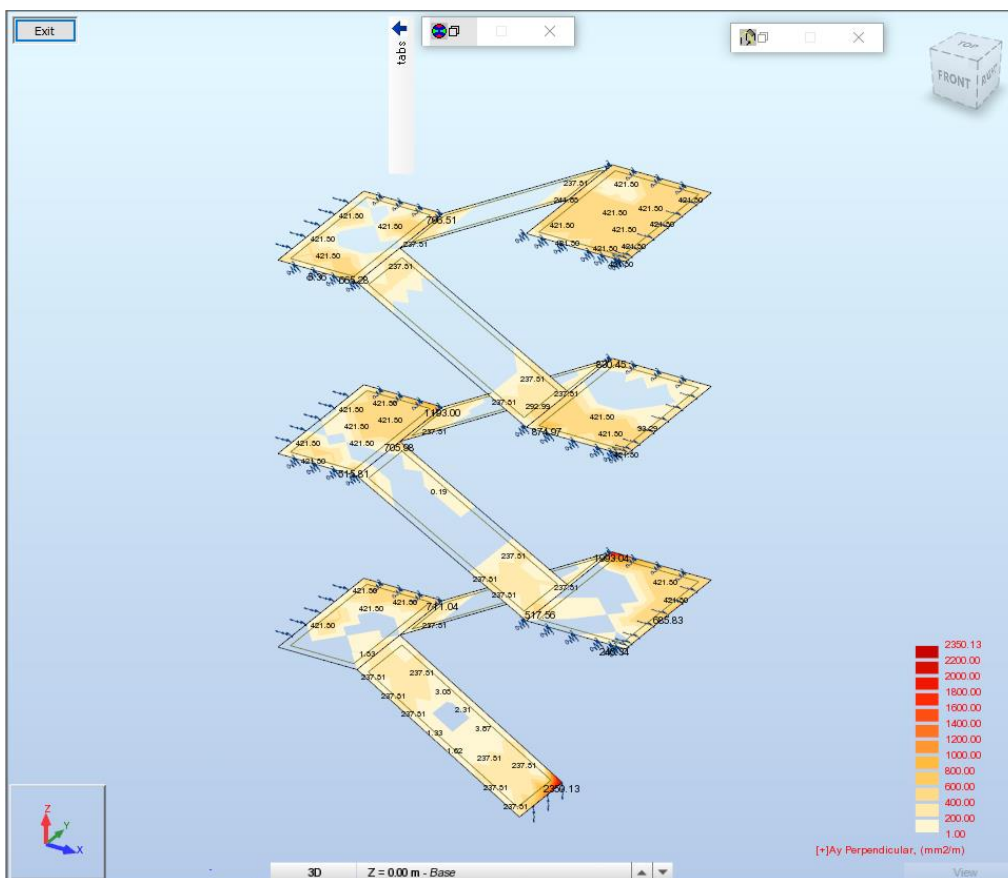


FIGURA 42: NUMERAZIONE NODI RAMPA SCALE





USCITE DI SICUREZZA - RELAZIONE DI CALCOLO

16/357	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/358	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/359	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/360	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/361	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	257.58	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/362	0.0	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	257.58	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/581*	0.0	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	257.58	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/582*	400.25	12Φ16 = 2412 mm2	107.99	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2
16/583*	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2
16/584*	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.97	12Φ10 = 942 mm2
16/585*	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.73	12Φ10 = 942 mm2
16/586*	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/588*	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/590*	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2
16/591*	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	257.58	12Φ10 = 942 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2
16/594*	257.58	12Φ16 = 2412 mm2	237.51	12Φ10 = 942 mm2	0.0	12Φ10 = 942 mm2	4.49	12Φ10 = 942 mm2

10 VERIFICHE STRUTTURALI SOLETTA COPERTURA

10.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Condizioni di carico

1	DL1	DL1	Permanenti	Nonlinear Static
2	DL2	DL2	Perm.Non-str.	Nonlinear Static
3	LL1	Variabile	Categoria C	Nonlinear Static
4	SN1	Neve	snow	Nonlinear Static
5	WIND1	Vento1	Vento	Nonlinear Static
6	WIND2	Vento2	Vento	Nonlinear Static
7	DL3	Spinta	Terreno X-	Perm.Non-str. Nonlinear Static
8	DL4	Spinta	Terreno Y-	Perm.Non-str. Nonlinear Static
9	DL5	Spinta	Terreno X+	Perm.Non-str. Nonlinear Static
10	DL6	Spinta	Terreno Y+	Perm.Non-str. Nonlinear Static
11	SIS1	Sisma1	Sismiche SLU	Nonlinear Static
12	SIS2	Sisma2	Sismiche SLU	Nonlinear Static
13	11	SLU1	snow	Nonlin. Combination
14	10	SLU2	Vento	Nonlin. Combination
15	9	QP1	Permanenti	Nonlin. Combination
16	8	SLV1	Sismiche SLU	Nonlin. Combination
17	7	SLV2	Sismiche SLU	Nonlin. Combination
18	6	SLD1	Sismiche SLE	Nonlin. Combination
19	5	SLD2	Sismiche SLE	Nonlin. Combination
20	4	RARA1	snow	Nonlin. Combination
21	3	RARA2	Vento	Nonlin. Combination
22	2	FERQ1	snow	Nonlin. Combination
23	1	FREQ2	Vento	Nonlin. Combination

Combinazioni di carico

13	SLU1	Nonlin. Combination	SLU	snow	$1*1.30+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+(9+10)*1.00$
14	SLU2	Nonlin. Combination	SLU	Vento	$1*1.30+(2+3+4+5+6+7+8)*1.50+(9+10)*1.00$
15	QP1	Nonlin. Combination	SLE:QPR	Permanenti	$(1+2+3+7+8+9+10)*1.00$
16	SLV1	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLU	$(1+2+7+8+11+9+10)*1.00+12*0.30+3*0.60$
17	SLV2	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLU	$(1+2+7+8+12+9+10)*1.00+11*0.30+3*0.60$
18	SLD1	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLE	$(1+2+7+8+11+9+10)*1.00+12*0.30+3*0.60$
19	SLD2	Nonlin. Combination	SLU	Sismiche SLE	$(1+2+7+8+12+9+10)*1.00+3*0.60+11*0.30$
20	RARA1	Nonlin. Combination	SLE:CHR	snow	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
21	RARA2	Nonlin. Combination	SLE:CHR	Vento	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
22	FERQ1	Nonlin. Combination	SLE:FRE	snow	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$
23	FREQ2	Nonlin. Combination	SLE:FRE	Vento	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10)*1.00$

10.2 DIAGRAMMI DI SOLLECITAZIONE

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni della soletta.

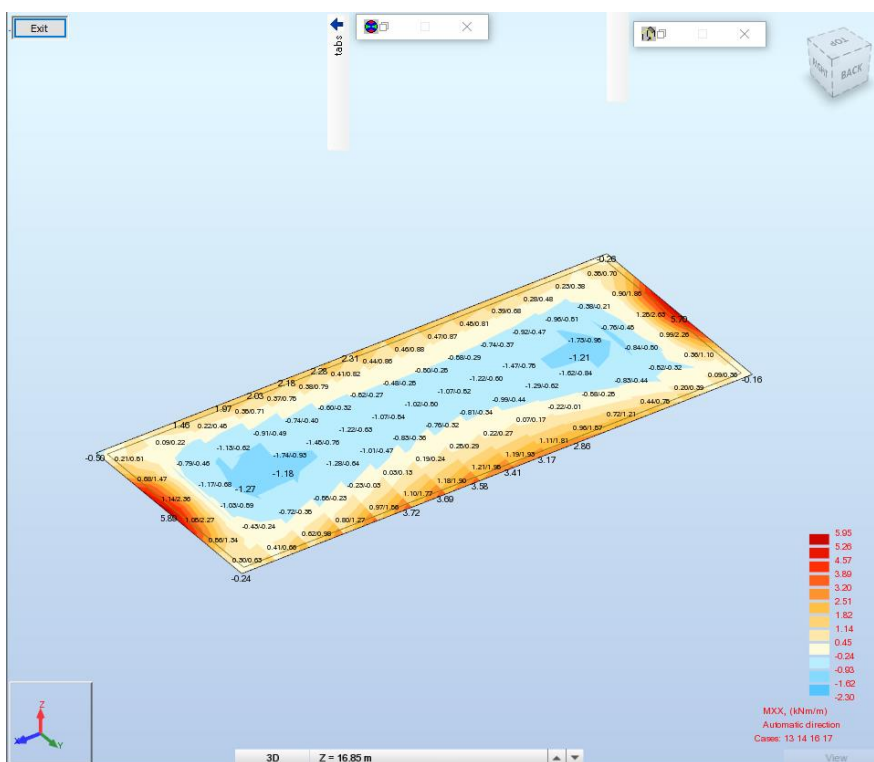


FIGURA 43: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO SLU/SLV

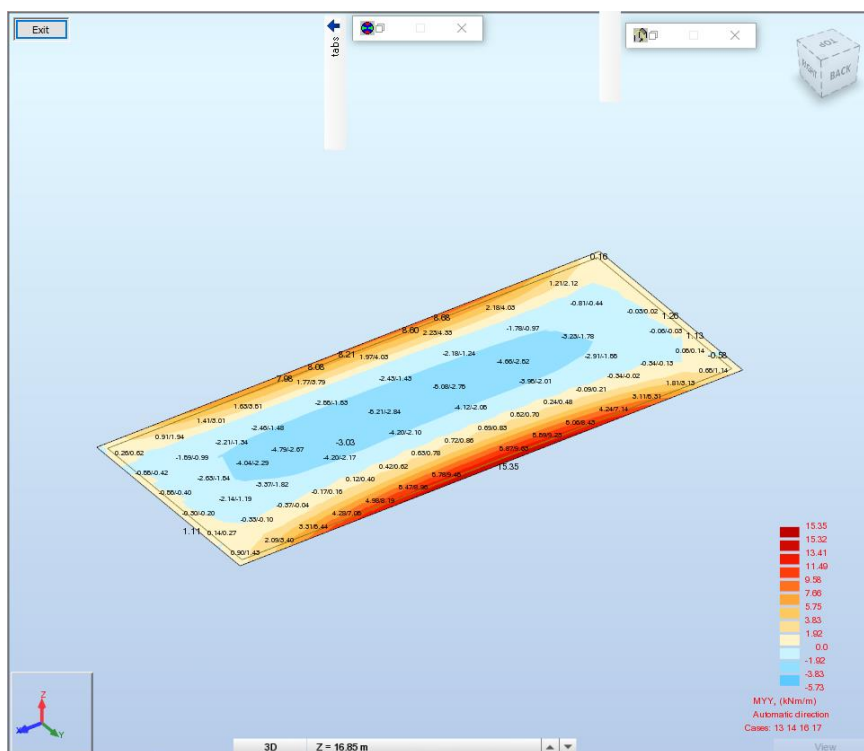


FIGURA 44: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO SLU/SLV

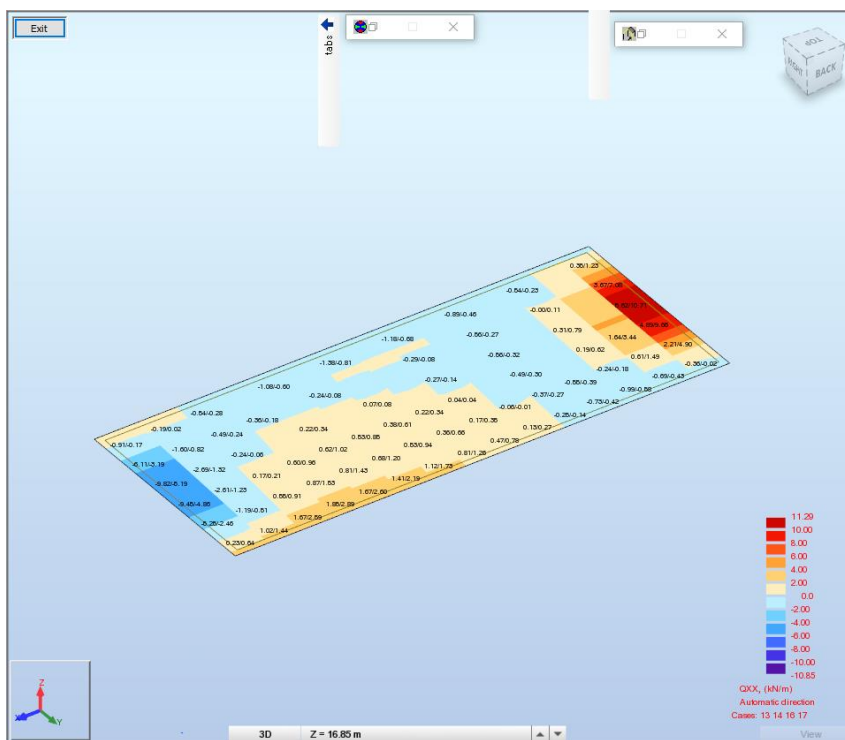


FIGURA 45: TAGLIO XX INVILUPPO SLU/SLV

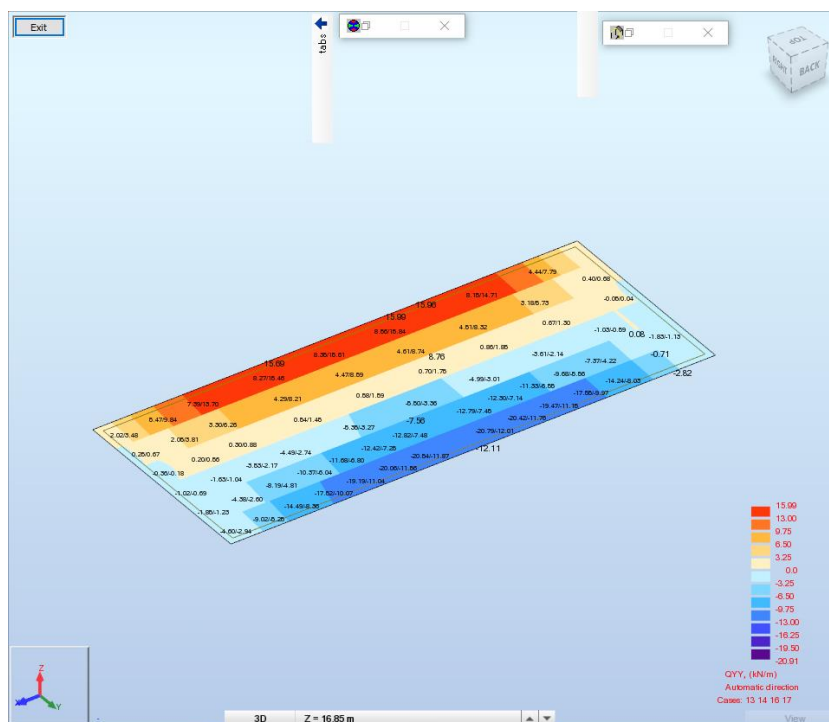


FIGURA 46: TAGLIO YY INVILUPPO SLU/SLV

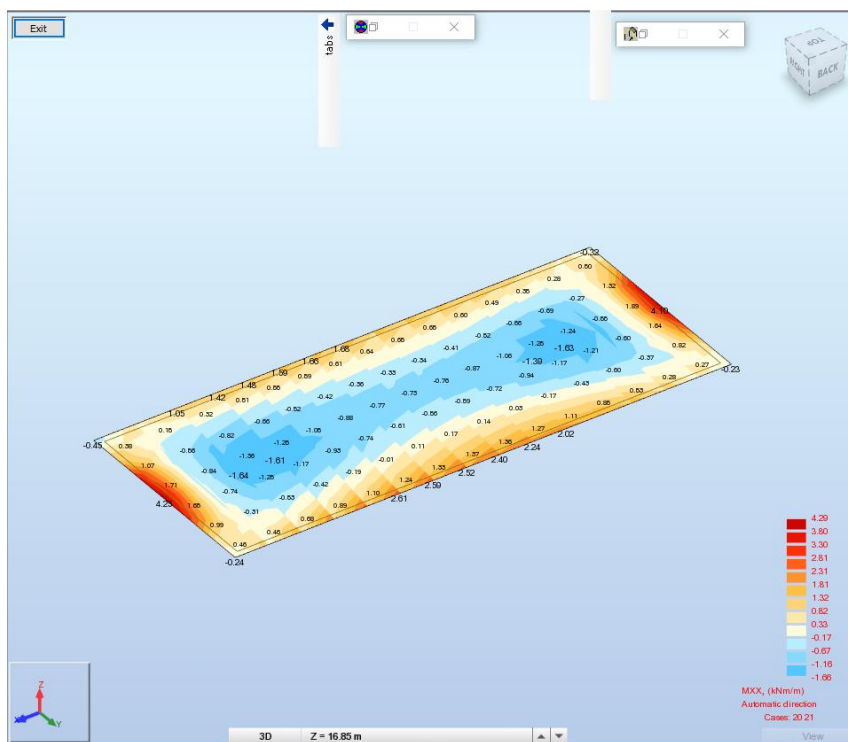


FIGURA 47: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO RARA

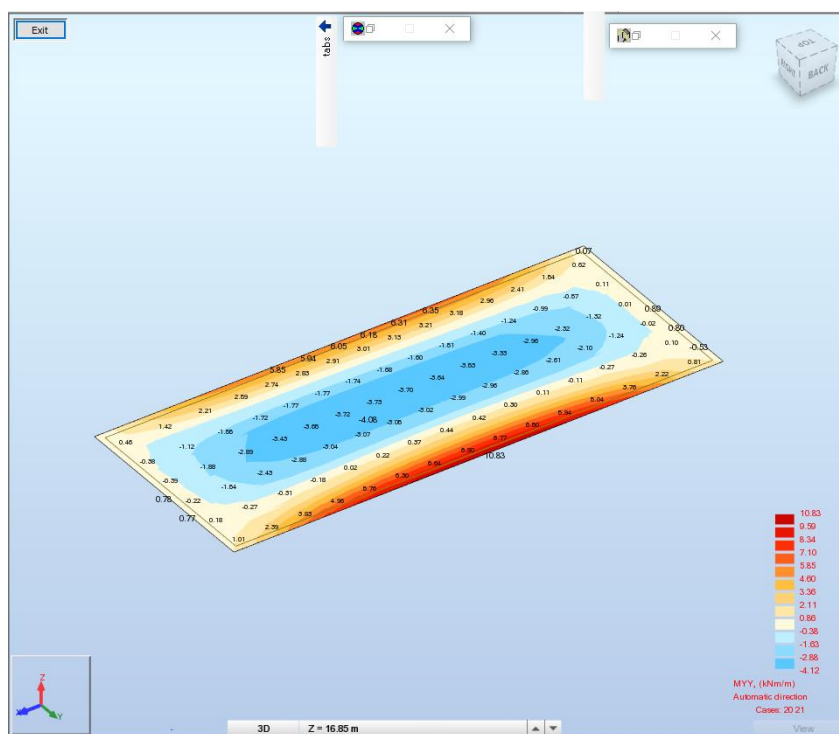


FIGURA 48: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO RARA

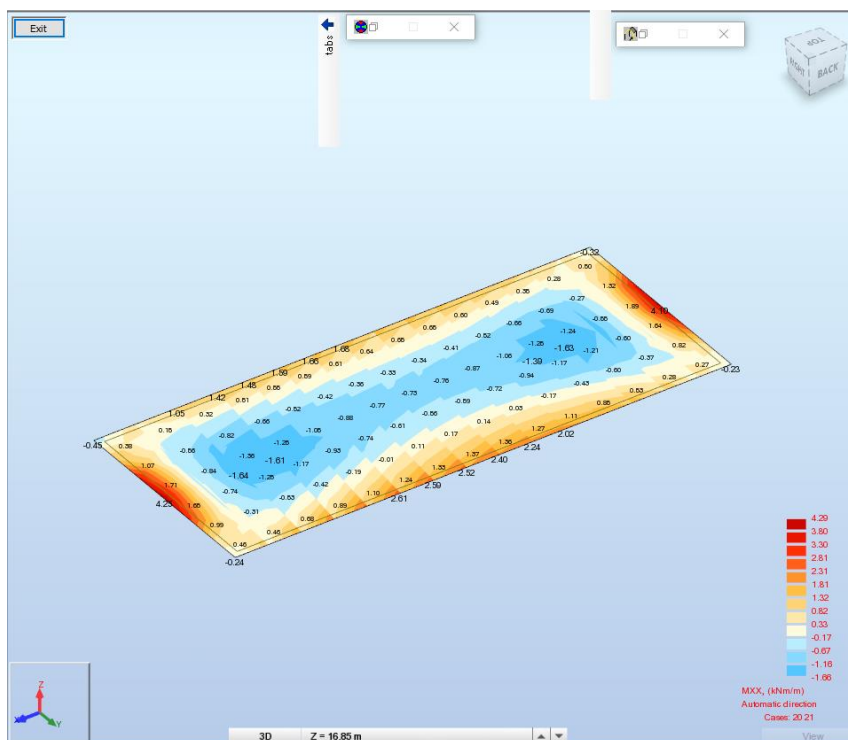


FIGURA 49: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO FREQUENTE

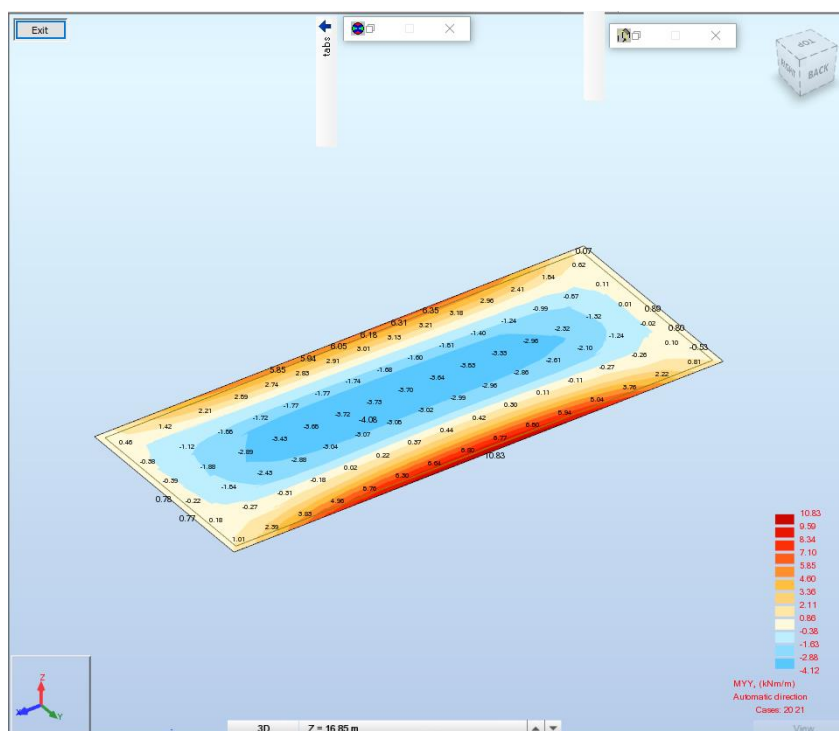


FIGURA 50: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO FREQUENTE

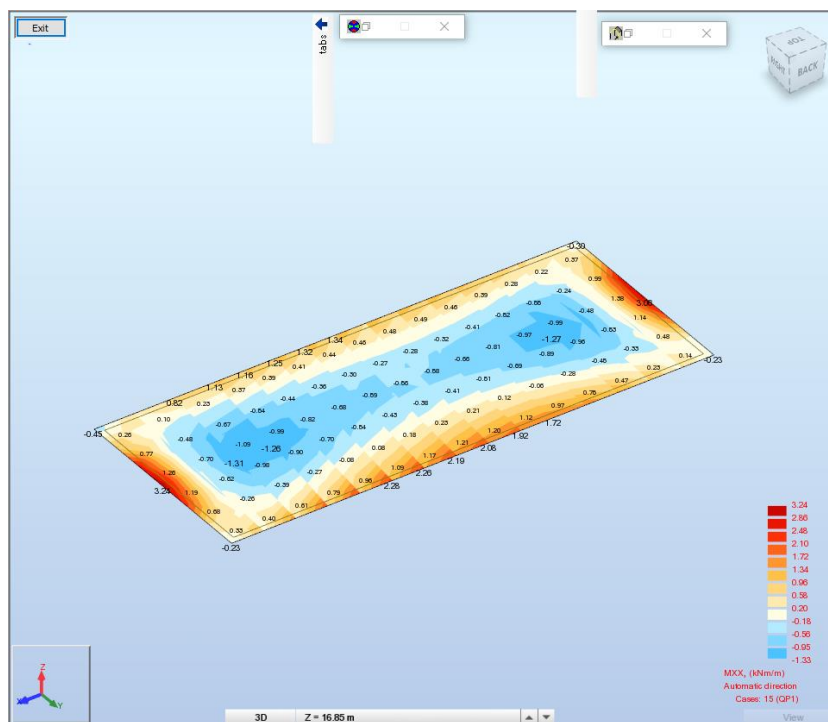


FIGURA 51: MOMENTO FLETTENTE XX INVILUPPO QUASI PERMANENTE

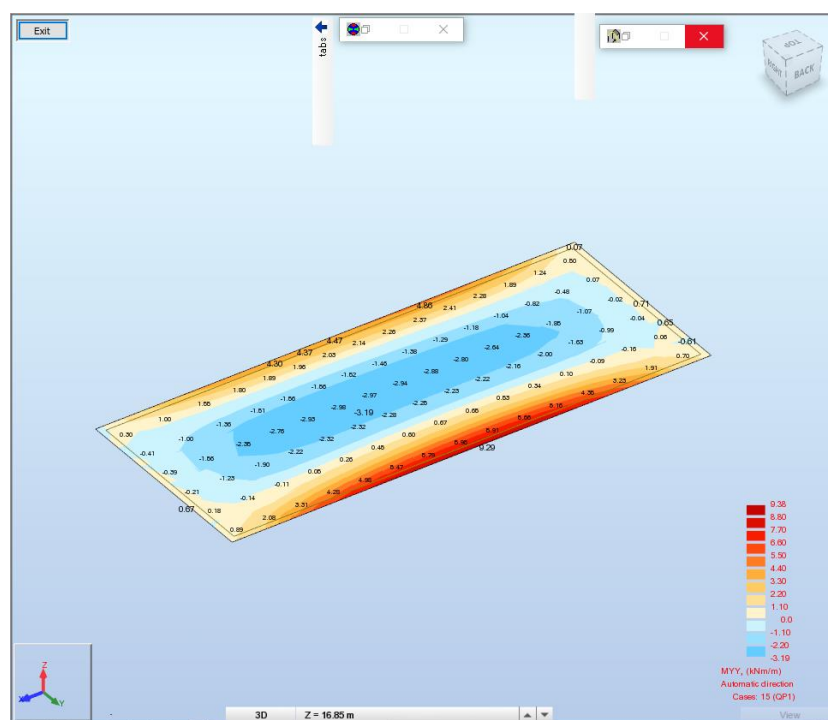


FIGURA 52: MOMENTO FLETTENTE YY INVILUPPO QUASI PERMANENTE

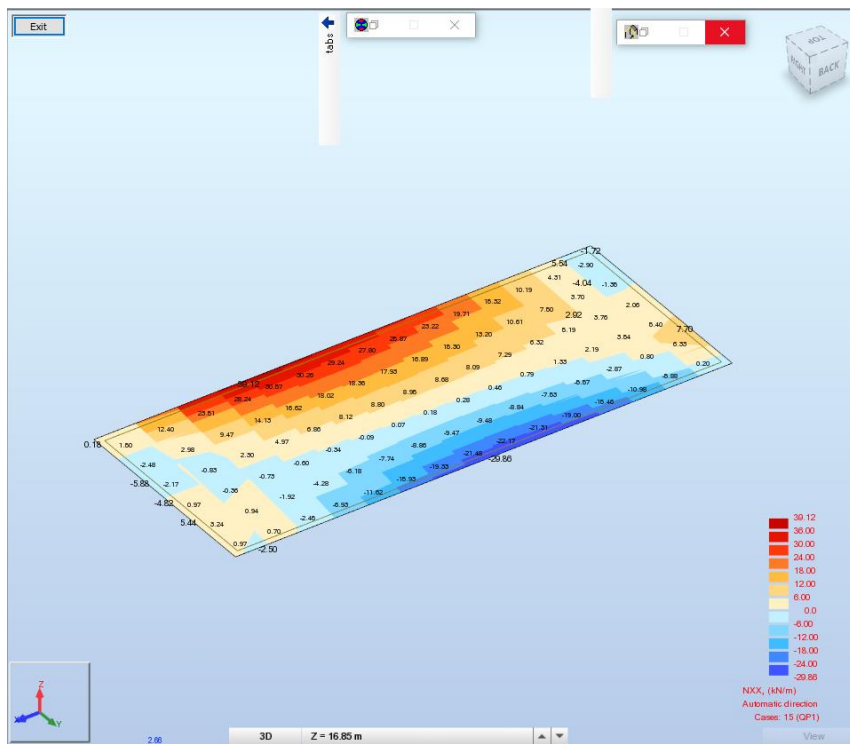


FIGURA 53: SFORZO NORMALE XX INVILUPPO QUASI PERMANENTE

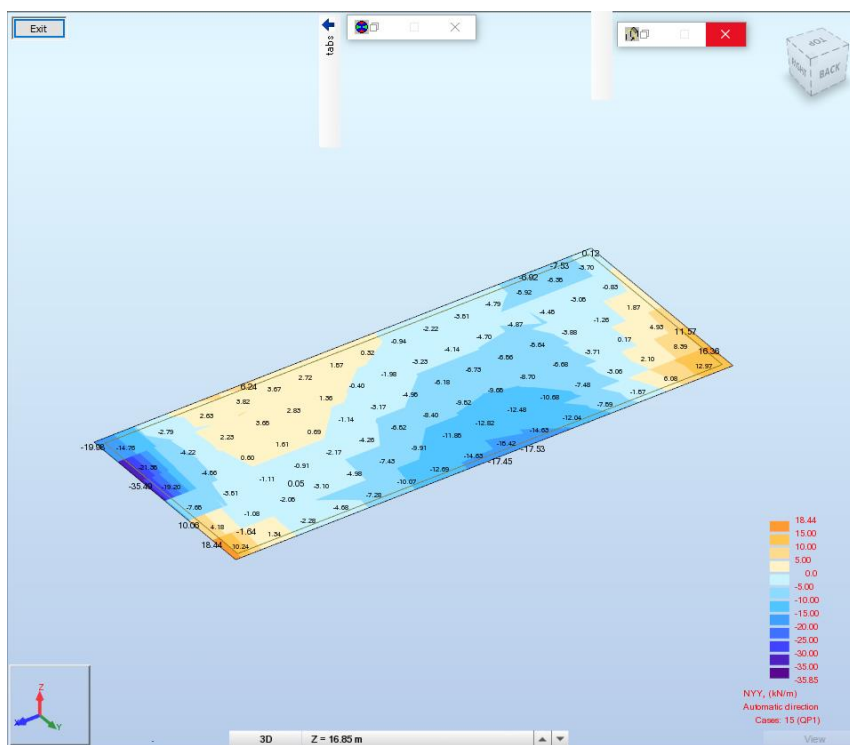


FIGURA 54: SFORZO NORMALE YY INVILUPPO QUASI PERMANENTE

10.3 TABULATI DI VERIFICA

Si riporta di seguito la verifica dell'armatura prevista per la soletta. Si intende con (+) l'armatura superiore e con (-) l'armatura inferiore.

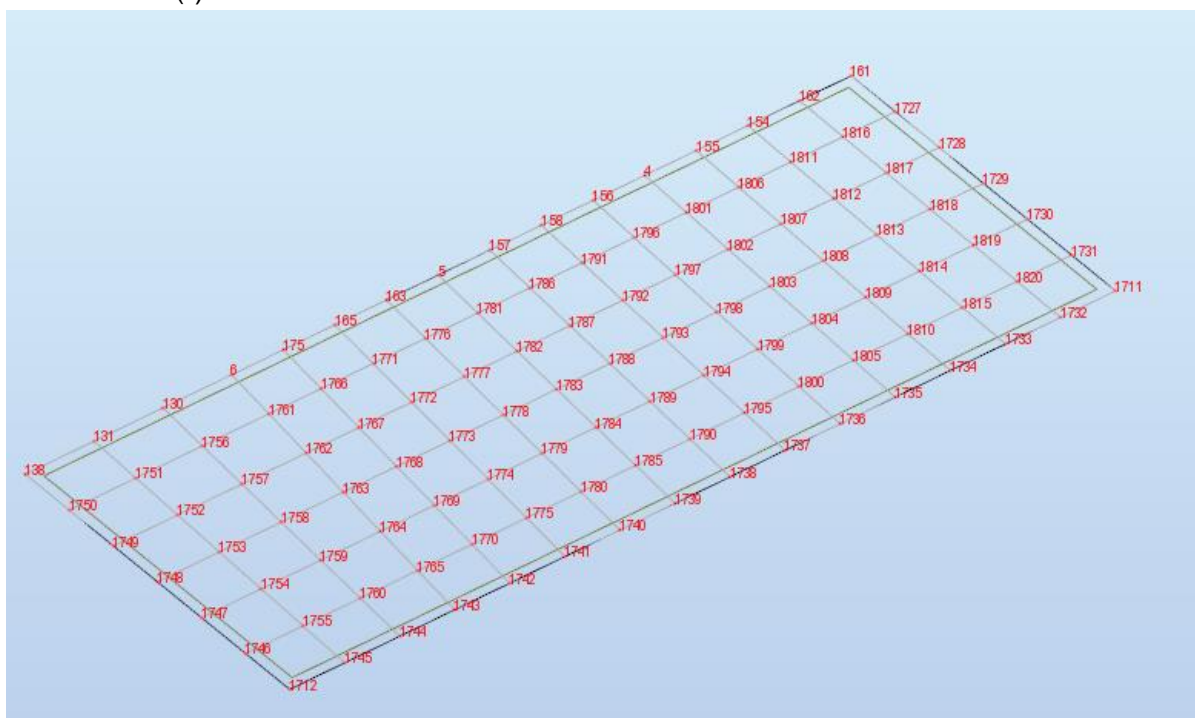
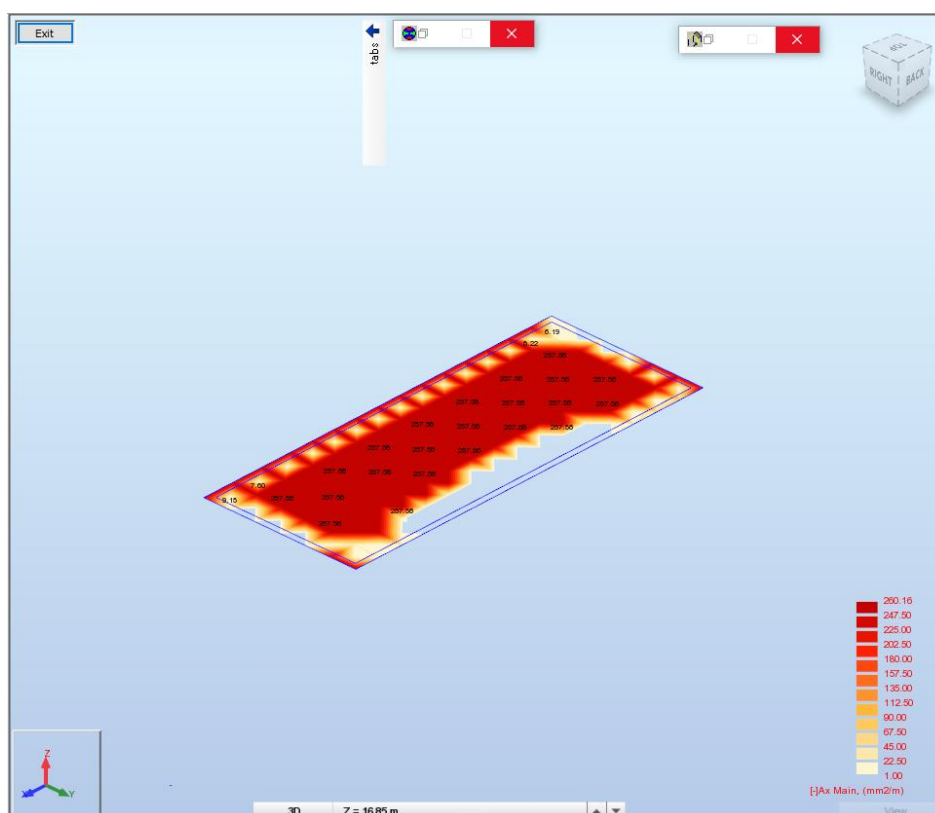
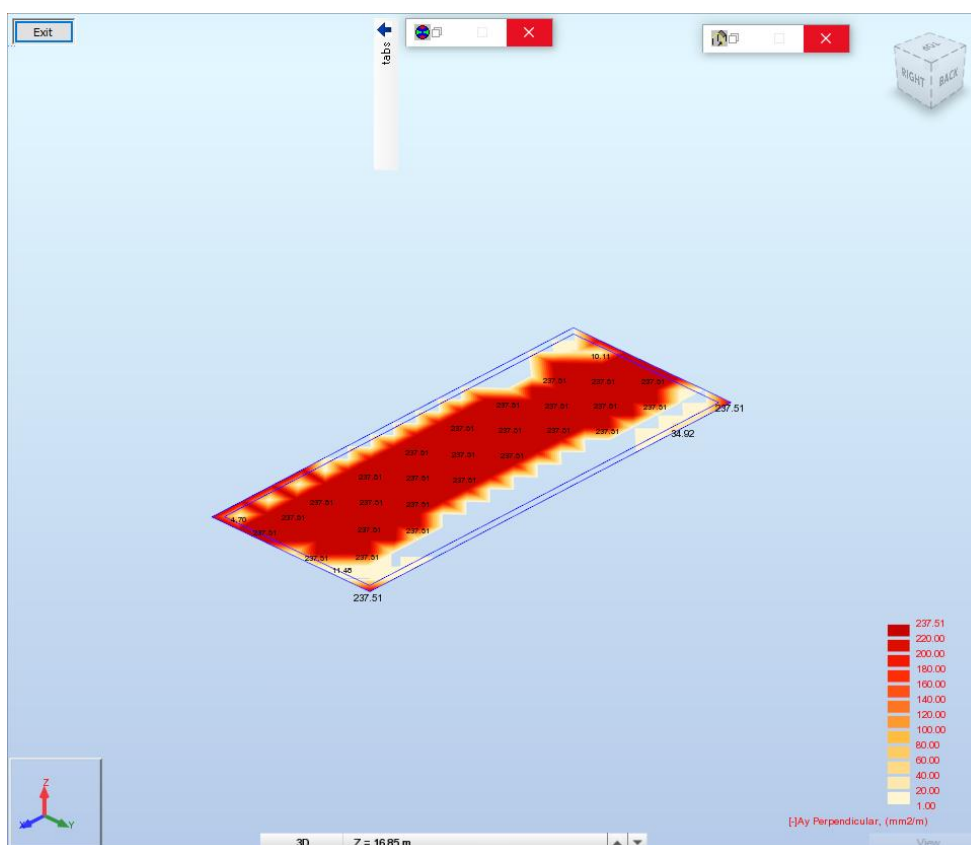
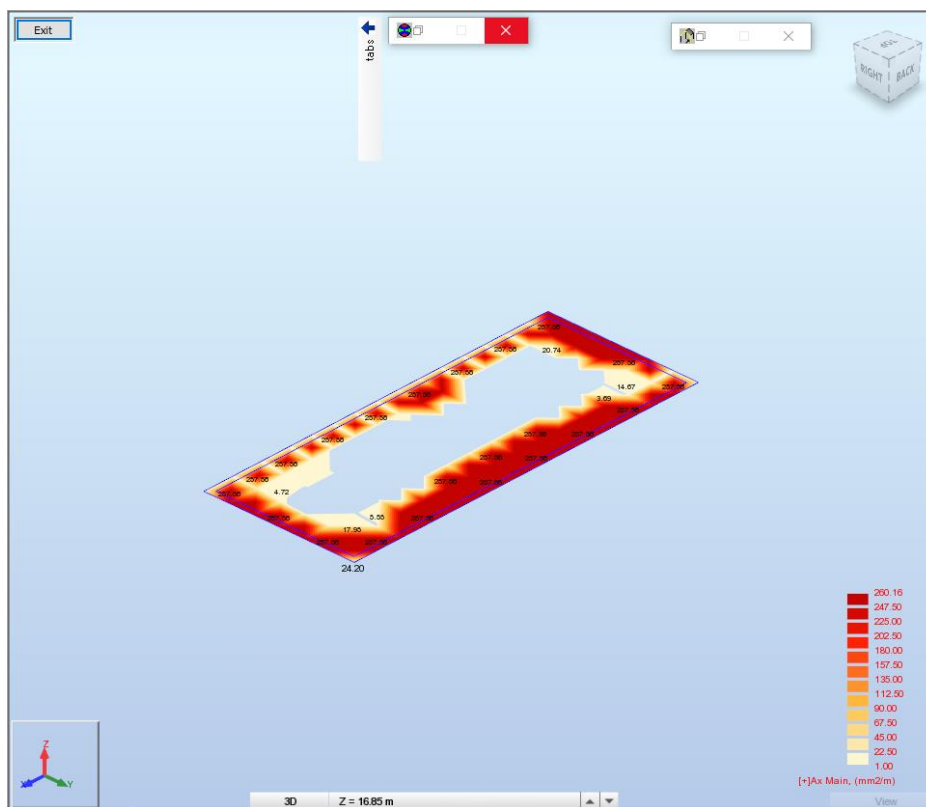
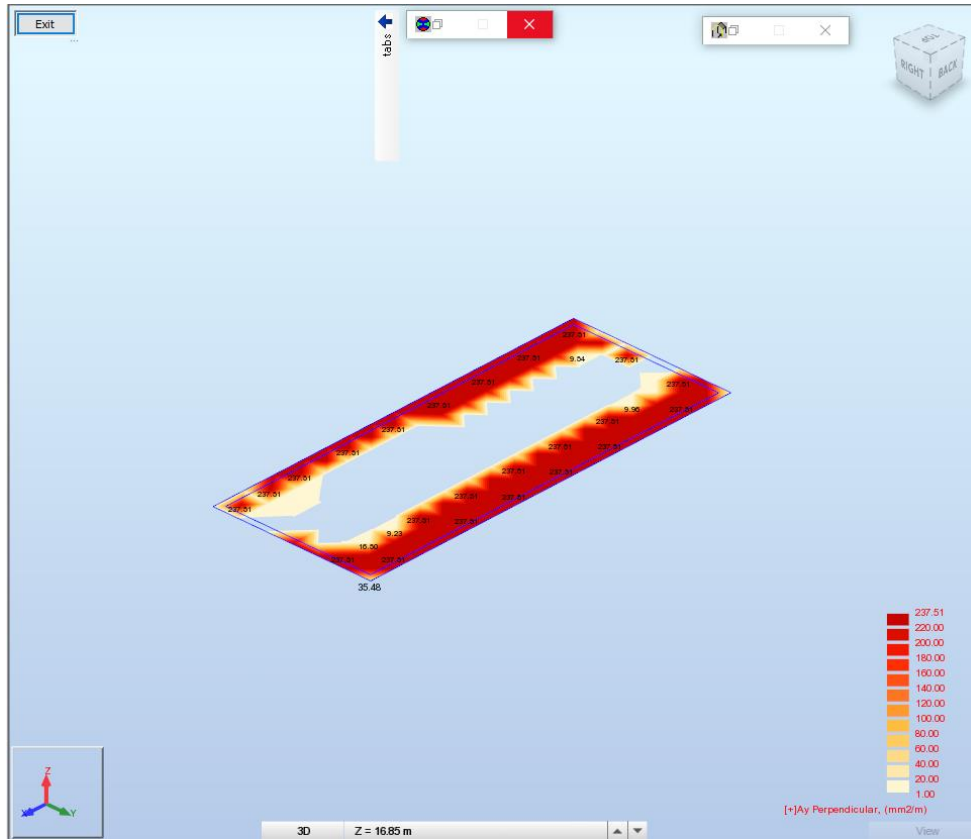


FIGURA 55: NUMERAZIONE NODI SOLETTA DI COPERTURA







Panel/Node	(-) Ax main (mm2/m)	Provided Reinforcement	(-) Ay perpendicular (mm2/m)	Provided Reinforcement	(+) Ax main (mm2/m)	Provided Reinforcement	(+) Ay perpendicular (mm2/m)	Provided Reinforcement
5/4	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/5	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/6	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/130	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/131	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	6.13	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	20.76	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/138	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/154	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/155	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/156	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/157	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/158	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/161	17.28	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/162	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/163	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/165	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/175	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1711	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1712	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	24.20	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	35.48	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1727	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1728	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1729	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1730	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1731	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1732	62.06	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	30.29	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1733	49.73	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	34.92	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1734	21.41	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	18.44	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1735	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1736	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1737	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1738	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1739	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1740	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1741	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1742	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1743	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1744	20.21	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	3.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1745	24.25	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	21.30	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1746	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1747	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1748	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	2.50	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1749	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1750	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	0.0	1Φ12/20cm = 565 mm2/m
5/1751	257.58	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	237.51	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	24.39	1Φ12/20cm = 565 mm2/m	13.35	1Φ12/20cm = 565 mm2/m

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Il calcolo della capacità portante viene eseguito secondo la formula trinomia, considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno.

Per le verifiche in condizioni drenate, si utilizzano i coefficienti di capacità portante N_q (Prandtl, 1921), N_c (Reissner, 1924), N_{\square} (Vesic, 1973), i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s , Meyerhof, 1951 e 1963), all'approfondimento (d , Brinch Hansen, 1970), all'inclinazione del carico (i , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano di posa (b , Vesic, 1973), all'inclinazione del piano campagna (g , Vesic, 1973), e all'azione sismica (h - Maugeri e Novità, 2004).

Nel caso di terreno eterogeneo (litologie differenti, presenza di falda), i parametri meccanici utilizzati nel calcolo sono ottenuti come media ponderata dei valori rinvenuti all'interno del cuneo di rottura.

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione-terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

11.2 DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE

La fondazione ha un piano di posa rettangolare con una lunghezza di 8.20 [m] e una larghezza di 3.70 [m]. Il piano di posa è orizzontale.

11.3 DESCRIZIONE DEL TERRENO

La stratigrafia è omogenea, presenta un solo strato

n.	nome	z_i [cm]	z_f [cm]	γ_d [kN/m ³]	γ_t [kN/m ³]	c' [daN/cm ²]	ϕ' [°]
1	Depositi Morenici	0	-10000	21.00	21.00	0	34

La stratigrafia non contiene una falda

11.4 CAPACITÀ PORTANTE

La seguente tabella riporta la verifica della capacità portante considerando le risultanti delle sollecitazioni al piano di posa.

Calcolo Capacità Portante (Brinch-Hansen)								
Dimensioni della fondazione		Coefficienti di capacità portante			q_{lim}	11238,76	[kPa]	
B	3,70 [m]	N_{γ}	N_c	N_q	N_{lim}	18068,91	[kN/m]	
L	8,20 [m]	41,06	42,16	29,44				
					Verifica ($N < N_{lim}$)			OK
Caratteristiche del terreno		Coefficienti di forma						
Φ	34 [°]	S_{γ}	S_c	S_q				
γ	21 [kN/m ³]	1,157	1,314	1,157				
Φ_d	34 [°]							
c	0 [kPa]							
Carichi fondazione		Coefficienti correttivi i						
N	5410 [kN]	i_{γ}	i_c	i_q				
M_x	64 [kN.m]	1,00	1,00	1,00				
e_x	0,01183 [m]	m	1,689					
M_y	6 [kN.m]							
e_y	0,001109 [m]	Coefficienti correttivi b						
L_R	8,18 [m]	b_{γ}	b_c	b_q				
B_R	3,70 [m]	1,00	1,00	1,00				
q	275,73 [kN/m]	α		0 [°]				
D	13,13 [m]							
Coefficienti parziali		Coefficienti correttivi g						
γ_R	2,30	g_{γ}	g_c	g_q				
γ_{Φ}	1,00	1,00	1,00	1,00				
		ω		0 [°]				