

Comune di San Didero



NUOVA LINEA TORINO-LIONE PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

LOTTO COSTRUTTIVO 1 – CANTIERE OPERATIVO 02C RICOLLOCAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ

GESTIONE DELLE INTERFERENZE
70DIDACQ010 (WBS: STTL.T.I.I.C.02C.AC15.0.Z)
70CMVFOG002 (WBS: STTL.T.I.I.C.02C.FG14.0.Z)
CONDOTTA GAS (WBS: STTL.T.I.I.C.02C.GS08.0.Z)

RELAZIONE TECNICA

Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.

Sede legale: Corso XI Febbraio, 14 - 10152 Torino TO 1
tel. +39 011 4645.111 - fax. +39 011 4365.575
E-mail: info@smatorino.it Sito web: www.smatorino.it

il Direttore Generale
Dott. Ing. Marco ACRI

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE
3					
2	Aggiornamenti / Interferenza linea gas	Settembre 2020	FERRO	BOTTO	BOTTO
1	Revisione a seguito commenti TELT	Aprile 2020	FERRO	BOTTO	BOTTO
0	Emissione	Marzo 2020	FERRO	BOTTO	BOTTO

documento n.°:

a01

Progettista: Ing. R. Botto

Collaboratori: Ing. S. Ferro - Geom. A. Follis



**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI TORINO**
A1152 *Dot. Ing. Roberto Botto*

Risorse Idriche S.p.A. - Società del gruppo SMAT

Sede legale: C.so XI Febbraio, 14 - 10152 Torino
Tel. +39 011 4645.1250/1251 - fax: +39 011 4645.1252
Capitale Sociale € 412.768,72 € i.v.
Codice fiscale-Partita IVA Registro delle imprese di Torino: 06087720014
E-mail: info@risorseidricheto.it



C192417
CONTRATTO

C11J05000030001
CUP

ZE32BD4D0C
CIG

DIDE-ESE-a01.pdf
documento

 <p>Risorse Idriche Società del Gruppo SMAT</p>	<p>RELAZIONE TECNICA</p>	<p>Comune di San Didero Ricollocazione Autoporto di Susa – Gestione delle interferenze 70DIDACQ010 - 70CMVFOG002</p>
---	---------------------------------	---

INDICE

1.	INTRODUZIONE	5
2.	GESTIONE DELLE INTERFERENZE CON I SOTTOSERVIZI	6
2.1	Caratteristiche delle tubazioni	7
2.1.1	Rivestimento interno	7
2.1.2	Rivestimento esterno	7
2.2	Condizioni geologiche-geotecniche	8
3.	VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI	9
3.1	Modello di calcolo	9
3.1.1	Modellazione delle azioni	9
3.1.2	Tubazioni flessibili	10
3.1.3	Modellazione del modulo di reazione	12
3.1.4	Tubazioni rigide	14
3.2	Verifica statica condotta DN700 gs – Acquedotto di Valle	15
3.3	Verifica statica condotta DN150 gs – Allacciamento comunale	16
3.4	Verifica statica condotta D600 cls – Collettore fognario	17
4.	VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI	18
5.	CALCOLO PLATEA	23
5.1	Casi di carico	23
5.2	Combinazioni di carico	23
5.3	Modello di calcolo	24
5.4	Verifica SLU	26
5.4.1	Flessione intradosso	26
5.4.2	Flessione estradosso	27
5.4.3	Sforzo di taglio	28
5.5	Verifica SLE	29
5.5.1	Flessione intradosso	29
5.5.2	Flessione estradosso	30
5.5.3	Spostamento verticale	31
6.	CONCLUSIONI	32

 Risorse Idriche Società del Gruppo SMAT	RELAZIONE TECNICA	Comune di San Didero Ricollocazione Autoporto di Susa – Gestione delle interferenze 70DIDACQ010 - 70CMVFOG002
---	--------------------------	--

1. INTRODUZIONE

La Società Metropolitana Acque Torino S.p.A. (nel seguito denominata SMAT) ha affidato alla società Risorse Idriche S.p.A, l'incarico per la progettazione esecutiva riguardante la risoluzione delle interferenze tra i sottoservizi del SII con le nuove opere progettate dalla Società Tunnel Euralpin Lyon Turin SAS (TELT) per la rilocalizzazione dell'autoporto di Susa nei comuni di San Didero e Bruzolo.

L'attuale Autoporto di Susa risulta interferente con le opere previste nel progetto Definitivo della Nuova Linea Torino-Lione, pertanto è stata prevista la rilocalizzazione dell'infrastruttura e dei relativi servizi in un'area compresa tra i comuni di San Didero e Bruzolo. Per la localizzazione dell'area di cantiere è stata scelta un'area adiacente al tracciato autostradale con superficie di circa 22.000 mq, dove troveranno alloggiamento gli uffici e tutti i servizi logistici necessari per il funzionamento del cantiere insieme agli impianti ed ai depositi di materiali necessari per assicurare lo svolgimento delle attività di costruzione delle opere. Il sito individuato per la rilocalizzazione è adiacente alla carreggiata autostradale in corrispondenza della progr. 24+800 circa in direzione nord. Il Nuovo Autoporto prevede la costruzione delle seguenti aree funzionali:

- un'area destinata a truck station;
- un parcheggio per mezzi pesanti;
- un'area di servizio;
- un posto di controllo centralizzato.

Il nuovo Autoporto si sviluppa su un'area pianeggiante a forma geometrica "triangolare" con un lato delimitato dall'autostrada A32, un lato delimitato da un canale idroelettrico NIE e uno confinante con un'attività di cava/deposito. L'accessibilità all'infrastruttura è garantita sia nella direzione verso Torino che verso Bardonecchia dalla realizzazione di rampe di svincolo che dipartono dal sedime autostradale.

L'accessibilità all'autoporto dalla SS 25 del "Moncenisio" è garantita da un sistema di rotatorie e bretelle che prevede anche l'attraversamento del canale NIE con un ponte con struttura principale di travi in cap.

Di particolare importanza per questo studio risultano le vie di accesso dalla SS 25. È prevista la realizzazione di una nuova rotonda in asse alla statale SS 25 avente diametro esterno di 48 m, con anello giratorio di 8.00 m e due banchine laterali da 1.00 m. In fase di realizzazione dell'opera sarà realizzato un ingresso per i mezzi di cantiere e successivamente sarà adibito ad ingresso di servizio.

In questo contesto per ottenere la positiva conclusione delle attività di verifica e controllo nell'ambito della procedura stabilita dall' Art. 185 c. 6 e 7 del Dlgs 163/2006, TELT dovrà trasmettere al Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare il progetto esecutivo per la risoluzione delle interferenze con i sottoservizi come stabilito dal Parere MATTM n° 3225 del 13 dicembre 2019.

Nei capitoli che seguono viene analizzata l'interferenza e le misure adottate per la sua risoluzione. Dalla stima dell'incidenza della manodopera, allegata al presente progetto esecutivo, è stato possibile calcolare che la durata dei lavori è circa 23 giorni, impegnando complessivamente 70 uomini/giorno.

2. GESTIONE DELLE INTERFERENZE CON I SOTTOSERVIZI

La nuova rotonda sarà realizzata in corrispondenza della progr. 40 della SS 25 del Moncenisio nel comune di San Didero.

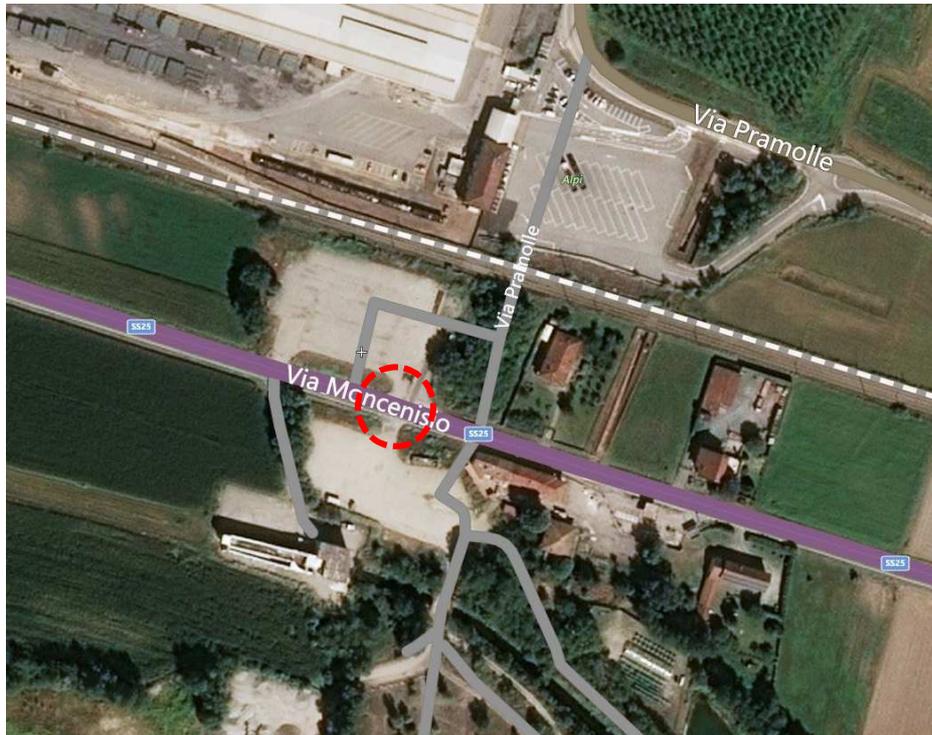


Figura 1 – Vista aerea del sito di costruzione della nuova rotonda.

Dall'estratto della mappa dei sottoservizi è possibile riscontrare che nel sito sono presenti le seguenti infrastrutture del SII:

- Condotta DN700 PN 25 in ghisa sferoidale del sistema Acquedottistico di Valle 1° lotto - tratto Bussoleno-Caselette: condotta principale codice n° 70DIDACQ010;
- Condotta DN150 PN25 in ghisa sferoidale del sistema acquedottistico di valle opere di completamento lotto I stralcio I, comuni di Caselette, Almese e Sant'Ambrogio di Torino;
- Collettore fognario D600 in calcestruzzo verso impianto ACSEL Valsusa codice n° 70CMVFOG002.

Inoltre è presente una condotta DN 300 in acciaio per il trasporto di gas naturale che si estende planimetricamente in direzione parallela alla condotta dell'acquedotto. In occasione di un sopralluogo in data 15 luglio 2020 alla presenza dei responsabili di TELT e di Italgas, Risorse Idriche si è resa disponibile a studiare la fattibilità di una platea unica a protezione dell'acquedotto SMAT e il gasdotto di Italgas (WBS STTL.T.I.I.C.02C.GS08.0.Z). L'estensione della platea è stata calcolata sovrapponendo il tracciato rilevato da Italgas sulla planimetria dei sottoservizi di SMAT.

2.2 Condizioni geologiche-geotecniche

La caratterizzazione geotecnica del sito oggetto di analisi è stata dedotta secondo quanto contenuto nella “Relazione geologica-geotecnica” del progetto esecutivo del 1° lotto del Sistema Acquedottistico di Valle nel tratto bussoleno-caselette a cura del RTI Hydrodata-CESI-SGI-HyM studio del gennaio 2009.

Nel documento viene specificato che nel tratto di posa indentificato con il codice BV6 nei Comuni di Chianocco, Bruzolo e San Didero, gli scavi interessarono alluvioni prevalentemente costituite da ghiaie grosse con sabbie. I dati piezometrici disponibili (S68, S69, S70 non in asse) e l’osservazione in alcuni bacini di cava evidenziano livelli medi di falda generalmente superiori a 2-3 m. Gli scavi avverranno pertanto in assenza d’acqua o con battenti minimi in tratti localizzati.

L’elaborazione dei dati fornì elevati valori dell’angolo di attrito del materiale ($\varphi P > 44^\circ$) che via cautelativa e a favore della sicurezza si assunse un valore di φ_P pari a 40° , compreso tra 38 e 43° , e un valore medio dell’angolo di resistenza al taglio a volume costante φ_{CV} di 35° . La stima dei parametri di deformabilità venne eseguita in riferimento a quanto proposto da D’Apollonia et al. (1970) e da Bowles (1997), che esprimono il valore del modulo elastico in funzione dei valori di SPT; al caso in esame è stato calcolato un valore del modulo di elasticità E compreso tra $35 \div 94$ MPa.

Sulla base delle caratteristiche granulometriche dell’accumulo e sul valore di D_r venne stimato un peso di volume γ compreso di 19 e 21 kN/m³. Trattandosi di materiali incoerenti, ascrivibili alla classe granulometrica G (ghiaie) si assunse un valore della coesione nullo, mentre un coefficiente di Poisson pari a $\nu = 0,30$.

Sondaggio 68

Codice perforazione	Profondità (m)	Descrizione
69	2,8	ghiaie grosse in matrice sabbiosa con ciottoli
69	21	ghiaie grosse con ciottoli

Codice Perforazione	Profondità (m)	N1	N2	N3	NSPT
69	1,5	20	33	36	69
69	3	19	42	50	92
69	4,5	27	31	43	74
69	6	16	21	29	50
69	7,5	12	19	28	47
69	9	11	23	23	46
69	10,5	17	18	30	48
69	12	7	9	28	37
69	13,5	20	39	48	87
69	15	9	21	29	50
69	16,5	7	16	24	40
69	18	12	21	30	41
69	19,5	6	12	25	37
69	21	12	18	27	45

Figura 3 – Estratto della relazione geologico geotecnica 1° lotto del Sistema Acquedottistico di Valle – tratto Bussoleno-Caselette – Sondaggi geognostici, comune di Bruzolo.

 Risorse Idriche Società del Gruppo SMAT	RELAZIONE TECNICA	Comune di San Didero Ricollocazione Autoporto di Susa – Gestione delle interferenze 70DIDACQ010 - 70CMVFOG002
---	--------------------------	--

3. VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI

La verifica statica delle tubazioni interrato è stata eseguita utilizzando due metodologie in funzione della rigidità della condotta. I tubi non deformabili sono caratterizzati da una rottura di tipo “fragile”, cioè sotto la sollecitazione esterna essi si rompono senza deformazioni apprezzabili (calcestruzzo, gres). Invece i tubi ad alta deformabilità hanno una rottura “duttile” cioè, se sollecitati da forze esterne, prima di rompersi subiscono grosse deformazioni geometriche (acciaio, ghisa). Pertanto nel seguito sono riportate le verifiche statiche delle condotte utilizzando il metodo proposto dalla norma UNI EN 545 per quanto concerne le condotte in ghisa e le norme UNI 7517/76 e DIN 1072 per le condotte in cls.

I parametri di verifica sono rappresentati dalla deformabilità diametrale per le condotte deformabili e dalla resistenza a rottura per quelle rigide.

3.1 Modello di calcolo

I tubi interrati ricevono i carichi verticali derivanti dal terreno soprastante e dagli eventuali sovraccarichi, con un effetto di ovalizzazione più o meno marcato in funzione della rigidità anulare del tubo e dell’entità stessa dei carichi.

In questo sistema si inserisce la reazione del terreno circostante, che viene assimilato ad un mezzo elastico le cui caratteristiche meccaniche, dipendono dai parametri geotecnici del terreno naturale e di rinterro, nonché dalle modalità di posa in opera del rinterro stesso.

Utilizzando il metodo di Marston-Spangler, in funzione del rapporto fra rigidità anulare del tubo e rigidità del terreno può instaurarsi o meno un meccanismo di collaborazione da parte del terreno circostante al tubo che, contrastando l’eventuale ovalizzazione, contribuisce alla statica del tubo. Tale metodologia esegue la verifica statica di una tubazione interrata determinando i carichi permanenti e accidentali che gravano su di essa, il carico idraulico e le reazioni del terreno, valutando conseguentemente le tensioni gravanti sulla generatrice superiore della stessa e verificando che non venga raggiunto, con un opportuno coefficiente di sicurezza, lo stato limite di deformazione. Nella versione proposta sono state effettuate delle considerazioni sui carichi dinamici effettuando il confronto tra il calcolo delle sollecitazioni dinamiche utilizzando la formula proposta dalla UNI EN 545 e quella riportata nella norma DIN 1072.

3.1.1 Modellazione delle azioni

Le azioni sono dovute al peso del terreno di ricoprimento e alle azioni variabili prodotte dal traffico. Il carico del terreno di riempimento è valutato in funzione del rapporto con le possibili forme della trincea.

Il carico sulla strada classificato HT 60 con carico per ruota pari a 100 kN secondo DIN 1072. Il carico stradale è stato assunto pari a 150 kN di forza concentrata e 9 kPa di carico distribuito coerentemente con le disposizioni della NTC18.

Si riportano di seguito alcuni valori di letteratura dei valori utilizzati nel calcolo.

Classe HT	Carico per ruota P [KN]	Classe LT	Carico per ruota [KN]	
			Anteriore Pa	Posteriore Pp
60	100	12	20	40
45	75	6	10	20
38	62.5	3	5	10
30	50			
26	65			

Tabella 1 – Carico per ruota (UNI 1072)

L'incremento carico sulla condotta causato dal traffico è valutato con le seguenti relazioni:

$\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \varphi$ valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT) e ferroviario;

$\sigma_z = 0.8743 \frac{P}{H^{1.5194}} \varphi$ valida per traffico stradale leggero (convoglio classe LT);

In cui P rappresenta il carico per ruota e H l'altezza del ricoprimento sull'estradosso della tubazione. Il fattore dinamico di incremento del carico φ è stato calcolato secondo le relazioni seguenti:

φ = fattore dinamico che può essere calcolato con le seguenti formule

$$\varphi = 1 + \frac{0.3}{H} \text{ per strade ed autostrade}$$

$$\varphi = 1 + \frac{0.6}{H} \text{ per ferrovie}$$

3.1.2 Tubazioni flessibili

Le norme definiscono la formula di calcolo dell'inflessione come:

$$\Delta = \frac{100K(P_e + P_t)}{8S + (f \times E')}$$

in cui:

- Δ : ovalizzazione del tubo;
- K: è il coefficiente di appoggio. I suoi valori variano da 0,0083 a 0,110 al variare del tipo di posa e più precisamente aumenta al diminuire dell'angolo di appoggio del tubo alla base;
- S: è la rigidezza diametrale del tubo;
- E': è il modulo di reazione del terreno [kPa];
- Pe: è la pressione dovuta al carico del traffico [kPa];
- Pt: è la pressione dovuta al carico dei terreni [kPa];
- f: coefficiente di pressione laterale (0,061).

 Risorse Idriche Società del Gruppo SMAT	RELAZIONE TECNICA	Comune di San Didero Ricollocazione Autoporto di Susa – Gestione delle interferenze 70DIDACQ010 - 70CMVFOG002
---	--------------------------	--

Per i vari materiali le specifiche normative o le raccomandazioni dei produttori di tubi consigliano di non superare determinati valori iniziali o a lungo termine di Δ , che in generale sono compresi tra il 5% e l'8% del diametro esterno DE. Per le tubazioni in ghisa, caratterizzate, inoltre, da rivestimenti interni semirigidi (liner) deve risultare **$\Delta y_{max} < 5\% DE$** . La norma UNI 545 fornisce esplicitamente i valori che sono riportati nella tabella 3.

TIPO D'INSTALLAZIONE	ANGOLO EQUVAL. DI LETTO [GRADI]	COEFF. Kx
Fondo sagomato con materiale di riempimento ben costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor \geq 95%) o materiale di letto e rinfiacco di tipo ghiaioso leggermente costipato (densità Proctor \geq 70%)	180	0.083
Fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor \geq 85% e <95%) o materiale di letto e rinfiacco di tipo ghiaioso.	60	0.103
Fondo piatto con materiale di riempimento sciolto posato ai fianchi del tubo (non raccomandato)	0	0.110

Tabella 2 – Valori dei coefficienti di appoggio K (UNI EN 545).

DN	Rigidezza minima diametrale kN/m ²			Ovalizzazione ammissibile dei tubi %		
	Classe 25	Classe 30	Classe 40	Classe 25	Classe 30	Classe 40
40	-	-	4 800	-	-	0,65
50	-	-	2 900	-	-	0,80
60	-	-	1 790	-	-	0,90
65	-	-	1 470	-	-	1,00
80	-	-	850	-	-	1,20
100	-	-	480	-	-	1,45
125	-	-	260	-	-	1,75
150	-	-	160	-	-	2,05
200	-	-	78	-	-	2,65
250	-	-	74	-	-	2,75
300	-	-	68	-	-	2,90
350	-	46	-	-	3,10	-
400	-	34	-	-	3,20	-
450	-	28	-	-	3,30	-
500	-	27	-	-	3,40	-
600	-	26	-	-	3,60	-
700	17	-	-	3,80	-	-
800	15	-	-	4,00	-	-
900	15	-	-	4,00	-	-
1 000	14,5	-	-	4,00	-	-
1 100	14	-	-	4,00	-	-
1 200	14	-	-	4,00	-	-
1 400	13,5	-	-	4,00	-	-
1 500	13,5	-	-	4,00	-	-
1 600	13,5	-	-	4,00	-	-
1 800	13	-	-	4,00	-	-
2 000	13	-	-	4,00	-	-

Tabella 3 – Ovalizzazione ammissibile tubi (UNI EN 545).

3.1.3 Modellazione del modulo di reazione

Il coefficiente di inflessione è dipendente dal tipo di posa della condotta e dal grado di costipamento del materiale di rinterro. I carichi verticali su un tubo flessibile causano una diminuzione del diametro verticale e un aumento del diametro orizzontale. Il movimento orizzontale sviluppa una resistenza del suolo passiva che aiuta a sostenere il tubo. La resistenza passiva del suolo varia a seconda del tipo di suolo e del grado di compattazione del materiale di riempimento della zona del tubo, delle caratteristiche del suolo nativo, della profondità della copertura e della larghezza della trincea. Per una condotta interrata è possibile applicare quanto riportato nella norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 valutando separatamente il contributo del terreno in sito e del terreno di riempimento.

Quindi è possibile considerare un coefficiente di combinazione S_c per il modulo di reazione che dipende dalla geometria dello scavo e dai moduli di reazione del terreno in sito e quello utilizzato per il riempimento E'_b :

 Risorse Idriche Società del Gruppo SMAT	RELAZIONE TECNICA	Comune di San Didero Ricollocazione Autoporto di Susa – Gestione delle interferenze 70DIDACQ010 - 70CMVFOG002
---	--------------------------	--

$$E' = S_c E'_b$$

Quando si utilizza ghiaia stabilizzata al cemento come contorno della zona del tubo, le deflessioni iniziali devono essere basate sul modulo di deformazione della ghiaia sciolta pari a 6,9 MPa (tab. 5) mentre E'_b a lungo termine corrisponde a circa 170 MPa.

E'_n/E'_b	B_d/D 1.5	B_d/D 2	B_d/D 2.5	B_d/D 3	B_d/D 4	B_d/D 5
0.1	0.15	0.30	0.60	0.80	0.90	1.00
0.2	0.30	0.45	0.70	0.85	0.92	1.00
0.4	0.50	0.60	0.80	0.90	0.95	1.00
0.6	0.70	0.80	0.90	0.95	1.00	1.00
0.8	0.85	0.90	0.95	0.98	1.00	1.00
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	1.30	1.15	1.10	1.05	1.00	1.00
2.0	1.50	1.30	1.15	1.10	1.05	1.00
3.0	1.75	1.45	1.30	1.20	1.08	1.00
≥5.0	2.00	1.60	1.40	1.25	1.10	1.00

Tabella 4 – Valori dei coefficienti di combinazione S_c (AWWA C950/88)

Dalla relazione geologico-geotecnica è possibile riscontrare che la posa ha interessato terreni alluvionali prevalentemente costituite da ghiaie grosse con sabbie con N_{spt} circa 80 in assenza d'acqua o con battenti minimi in tratti localizzati. Per la stima dei parametri di deformabilità si è fatto riferimento a quanto proposto da D'Apollonia et al. (1970) e da Bowles (1997), che esprimono il valore del modulo elastico in funzione dei valori di SPT; al caso in esame è stato calcolato un valore del modulo di elasticità E'_n è circa 70 MPa.

Tipo di materiale che avvolge la tubazione	Valori di E_s in funzione del grado di compattazione del materiale che avvolge la tubazione [MPa]			
	Scaricato alla rinfusa	Costipamento leggero <85% Proctor <40% Densità rel.	Costipamento moderato 85÷95% Proctor 40÷70% Dens. Rel.	Costipamento leggero >95% Proctor >70% Densità rel.
a) Terreni a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla.	0,34	1,4	2,8	6,9
b) Terreni a grana fine, con più del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla. Terreni a grana grossolana con più del 12% di fini.	0,69	2,8	6,9	13,8
c) Terreni a grana grossolana con pochi fini o nessuno (<12% di fini).	1,4	6,9	13,8	20,7
d) Roccia frantumata.	6,9	-	20,7	-

Tabella 5 – Valori dei coefficienti di combinazione S_c (AWWA C950/88)

3.1.4 Tubazioni rigide

Le tubazioni in calcestruzzo sono del tipo rigido, la loro resistenza sotto carico è limitata dallo stato limite ultimo di rottura senza deformazioni significative della sezione. Come per le tubazioni flessibili risultano assoggettate ai carichi verticali costituiti dal peso del terreno di ricoprimento, dai sovraccarichi accidentali e dal peso dell'acqua contenuta nello stesso tubo. Lo stato tensionale dipende, pertanto, dal sistema di forze agenti sul tubo e reazione di vincolo definite dal sistema di posa.

Il carico ovalizzate risultante che provoca rottura per schiacciamento di un a tubazione interrata rigida è sempre maggiore del carico di rottura ottenuto con le prove di laboratorio. Ciò è dovuto al miglioramento del comportamento statico della tubazione interrata offerto dalla reazione del materiale di rinfianco e in parte anche dal fatto che il carico risulta applicato in maniera distribuita sulla tubazione e non concentrato sulla generatrice, come avviene in laboratorio. Di questo effetto stabilizzante che incrementa il carico resistente di rottura per schiacciamento, si tiene conto tramite il coefficiente di posa C_p secondo dei valori normati dalla UNI 7517/76 riportati in tabella 6.

<i>Classe posa</i>	<i>Coeff. posa C_p</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Utilizzo</i>
D	1.0	base spianata a mano	adatto per terreni con granulometria fine e in condizioni asciutte. Tubi posati direttamente sul terreno
N	1.1	roccia, terreni misti	tubi posati su un letto piano di tout-venant o materiale selezionato (cfr nota 1)
C	1.5	base sagomata a mano	adatto per terreni uniformi e asciutti. Letto di posa sagomato per una larghezza non inferiore a $0.5 \times D_e$
F	1.5	letto in materiale granulare	tubi posati su un letto di materiale granulare. Rinterro laterale posato a strati e ben compattato
B	1.9	letto in mat. gran. 180°	tubi posati su un letto di materiale granulare. Rinterro laterale posato a strati fino alle reni e ben compattato
S	2.2	mat. gran. a 360°	tubi posati come per Classe B, ma fino all'estradosso seguito poi da un ulteriore strato di 300 mm
A (sella cls 120°)	2.6	sella in cls a 120°	Raramente necessario. Tubi con resistenza maggiore e rinterro con materiale granulare è generalmente una condizione economicamente più vantaggiosa
A (sella cls 180°)	2.8	sella in cls a 180°	Raramente necessario. Tubi con resistenza maggiore e rinterro con materiale granulare è generalmente una condizione economicamente più vantaggiosa
A (riv. cls 360°)	3.5	rivestimento in cls a 360°	Raramente necessario: per esempio quando il ricoprimento è molto ridotto e siamo in presenza di carichi mobili
A (sella c.a.)	3.4	sella in c.a. a 120°	Raramente necessario. Tubi con resistenza maggiore e rinterro con materiale granulare è generalmente una condizione economicamente più vantaggiosa

Tabella 6 – Valori dei coefficienti di posa C_p (UNI 7517/76)

3.2 Verifica statica condotta DN700 gs – Acquedotto di Valle

VERIFICA STATICA CONDOTTE FLESSIBILI			
UNI EN 545:2010			
Caratteristiche sezione			
DN		700	
PN		25	
De	m	0,738	diametro esterno
e min	m	0,0068	spessore minimo
e stiff	m	0,0078	spessore di calcolo rigidezza
Wp	kN/m	1,74	peso proprio condotta
D	m	0,731	diametro medio
SN	kN/m ²	17,20	rigidità anulare
Caratteristiche materiale			
fyk	MPa	500	tensione di snervamento caratteristica
E	KPa	170000000	modulo elastico
Peso proprio			
Wacqua	kN/m	4,3	peso acqua contenuta
W	kN/m ²	8,2	peso proprio
Carico reinterro			
H	m	1,4	profondità di posa
B	m	1,7	larghezza trincea
γt	kN/m ³	20	peso specifico terreno di ricoprimento
φ	°	30	
En	kPa	80000	modulo elastico terreno
Eb	kPa	6900	modulo elastico riempimento
Sc		1,4	coeff. di combinazione AWWA
E'	kPa	9660	modulo elastico terreno
Ka	rad	0,52	
Ka		0,333	coeff. spinta attiva
tipologia di trincea	cond A	larga	A) $B \leq 2D_e$ $H \geq 1,5B$
	cond B	larga	B) $2D_e < B < 3D_e$ $H \geq 3,5B$
ct		0,86	
Pe trincea stretta	kN/m ²	29,14	carico del suolo per trincea stretta
Pe trincea larga	kN/m ²	37,00	carico del suolo per trincea larga
Carico dinamico (UNI 7517)			
P	kN	150	carico per ruota NTC18
σz	KPa	55,71	incremento pressione dinamica
φ	-	1,21	fattore dinamico
Wl	kN/m ²	67,65	carico verticale del traffico
Carico dinamico (UNI EN 545:2010)			
β		1,5	coeff. di carico del traffico
Pt	kN/m ²	36,86	carico dinamico
Carico idrostatico			
Hw	m		altezza livello falda
Ww	kN/m		carico falda
Calcolo cedimento condotta			
K	-	0,08	coeff. di appoggio
δ	%	3,80	ovalizzazione ammissibile
Δ	%	1,29	verificato

3.3 Verifica statica condotta DN150 gs – Allacciamento comunale

VERIFICA STATICA CONDOTTE FLESSIBILI			
UNI EN 545:2010			
Caratteristiche sezione			
DN		150	
PN		25	
De	m	0,170	diametro esterno
e min	m	0,003	spessore minimo
e stiff	m	0,003725	spessore di calcolo rigidezza
Wp	kN/m	0,222	peso proprio condotta
D	m	0,167	diametro medio
SN	kN/m ²	157,22	rigidità anulare
Caratteristiche materiale			
fyk	MPa	500	tensione di snervamento caratteristica
E	KPa	170000000	modulo elastico
Peso proprio			
Wacqua	kN/m	0,2	peso acqua contenuta
W	kN/m ²	2,6	peso proprio
Carico reinterro			
H	m	0,6	profondità di posa
B	m	0,8	larghezza trincea
γt	kN/m ³	20	peso specifico terreno di ricoprimento
φ	°	30	
En	kPa	80000	modulo elastico terreno
Eb	kPa	6900	modulo elastico riempimento
Sc		1,4	coeff. di combinazione AWWA
E'	kPa	9660	modulo elastico terreno
Ka	rad	0,52	
		0,333	coeff. spinta attiva
tipologia di trincea	cond A	larga	A) $B \leq 2D_e$ $H \geq 1,5B$
	cond B	larga	B) $2D_e < B < 3D_e$ $H \geq 3,5 B$
ct		0,87	
Pe trincea stretta	kN/m ²	13,90	carico del suolo per trincea stretta
Pe trincea larga	kN/m ²	21,00	carico del suolo per trincea larga
Carico dinamico (UNI 7517)			
P	kN	150	carico per ruota NTC18
σZ	KPa	135,17	incremento pressione dinamica
φ	-	1,50	fattore dinamico
Wl	kN/m ²	202,76	carico verticale del traffico
Carico dinamico (UNI EN 545:2010)			
β		1,5	coeff. di carico del traffico
Pt	kN/m ²	97,00	carico dinamico
Carico idrostatico			
Hw	m		altezza livello falda
Ww	kN/m		carico falda
Calcolo cedimento condotta			
K	-	0,08	coeff. di appoggio
δ	%	2,05	ovalizzazione ammissibile
Δ	%	1,02	verificato

3.4 Verifica statica condotta D600 cls – Collettore fognario

VERIFICA STATICA CONDOTTE RIGIDE			
DIN 1072 - UNI 7517/76			
Caratteristiche sezione			
Di	m	0,6	diametro interno
De	m	0,74	diametro sterno
s	m	0,07	spessore
FN/DN	kN/m/m	110	carico di rottura
Carico reinterro			
H	m	2,5	profondità di posa
B	m	1,75	larghezza trincea
γ_t	kN/m ³	20	peso specifico terreno di ricoprimento
φ	°	30	
	rad	0,52	
Ka		0,333	coeff. spinta attiva
tipologia di trincea	cond A	larga	A) $B \leq 2D_e$ $H \geq 1,5B$ B) $2D_e < B < 3D_e$ $H \geq 3,5B$
	cond B	larga	
ct		0,77	
Wc trincea stretta	kN/m	11,38	carico del suolo per trincea stretta
Wc trincea larga	kN/m	43,66	carico del suolo per trincea larga
Carico dinamico DIN 1072			
P	kN	150	carico per ruota NTC18
σ_z	kPa	30,38	incremento pressione dinamica
φ	-	1,12	fattore dinamico
Wl	kN/m	20,41	carico verticale del traffico
Carico idrostatico			
Hw	m	-0,37	altezza livello falda
Ww	kN/m	0,00	
Verifica			
Wtot	kN/m	64,07	carico totale (verificare tipo di trincea)
Cp	-	1,500	coeff di posa
FS		1,500	coeff sicurezza minimo
FN	kN/m	64,07	carico di rottura minimo
FN/DN	kN/m/m	106,79	VERIFICATO

Non avendo a disposizione informazioni riguardo le caratteristiche della condotta e la metodologia di posa sono stati considerati cautelativamente i valori di carico di rottura ammissibile FN/DN = 110 kN/m/m e coefficiente di posa pari a 1,5.

4. VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazione siano inferiori alle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice, sul fianco e al fondo. La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente. I valori dei parametri M (momento) ed N (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio ($2\alpha = 180^\circ, 120^\circ$ e 90°) mediante le relazioni riportate in tabella 7 derivate dal DM 4 aprile 2004.

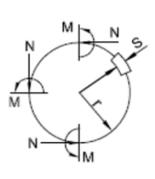
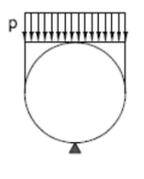
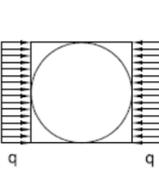
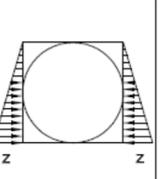
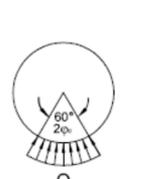
	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_0 = 60^\circ$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2} \gamma_t s r^2$ $N = -\frac{1}{2} \gamma_t s r$	$M = (\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8}) p r^2 = 0,29941 p r^2$ $N = -\frac{1}{3\pi} p r = -0,10610 p r$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$ $N = q r$	$M = -\frac{5}{48} z r^2 = -0,10417 z r^2$ $N = \frac{5}{16} z r = 0,31250 z r$	$Q =$ (reazione totale) $M =$ $-0,0073038 Q r$ $N = 0,014817 Q$
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\frac{\pi-2}{2} \gamma_t s r^2 = -0,57080 \gamma_t s r^2$ $N = \frac{\pi}{2} \gamma_t s r = 1,57080 \gamma_t s r$	$M = (\frac{1}{3\pi} - \frac{5}{8}) p r^2 = -0,30669 p r^2$ $N = p r$	$M = \frac{1}{4} q r^2 =$ $N = 0$	$M = \frac{1}{8} z r^2 = 0,125 z r^2$ $N = 0$	$M = 0,0075118 Q r$ $N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2} \gamma_t s r^2$ $N = \frac{1}{2} \gamma_t s r$	$M = (\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8}) p r^2 = 0,58721 p r^2$ $N = \frac{1}{3\pi} p r = 0,10610 p r$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$ $N = q r$	$M = -\frac{7}{48} z r^2 = -0,14583 z r^2$ $N = \frac{11}{16} z r = 0,68750 z r$	$M = -0,11165 Q r$ $N = 0,11916 Q$
<p>M = momento flettente N = sforzo assiale p = carico uniformemente ripartito, dovuto ai carichi mobili ed al peso della massicciata q = pressione uniforme dovuta alle spinte orizzontali z = pressione variabile dovuta alle spinte orizzontali r = raggio medio della tubazione</p>		<p>s = spessore della tubazione γ_t = peso specifico del materiale costituente la tubazione Q = reazione radiale totale</p>			

Tabella 7 – Valori delle sollecitazioni sulla tubazione (DM 24/4/2004)

Noti i valori degli sforzi normali N e del momento flettente M per le tre sezioni indicate in precedenza, si procede al calcolo delle tensioni con la formula di Navier:

$$\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2}$$

$$\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$$

I valori di tensione agente sono da confrontare la tensione ammissibile. La norma UNI 545 stabilisce un valore di resistenza a flessione caratteristica di 500 MPa che viene ridotto da un fattore di sicurezza di 1.5.

		Peso proprio	Carico superiore	carico laterale	Carico triangolare	Radiale tubo vuoto	Radiale tubo pieno	Totale vuoto	Totale pieno	
CONDOTTA DN700										
De	mm	738								
spessore	mm	8,8								
Di	mm	720,4								
rm	m	0,365								
γ	kN/m ³	78,5								
W	mm ³	12906,67								
A	mm ²	8800,00								
Peso proprio										
Wacqua	kN/m	4,07								peso acqua contenuta
W	kN/m	1,58								peso proprio
Carico reinterro										
H terreno	m	1,4								profondità di posa
ϕ	°	30								
	rad	0,523								
γ_t	kN/m ³	20								peso specifico terreno di ricoprimento
Wt	kN/m ²	37,00								carico terreno
Carico dinamico (UNI 7517)										
P	kN	150								carico per ruota
σ_z	KPa	55,71								incremento pressione dinamica
ϕ	-	1,21								fattore dinamico
Wl	kN/m ²	67,65								carico verticale del traffico
Wtot	kN/m ²	104,65								totale carichi esterni
Carico orizzontale										
	rad	0,577								
ka		0,333								coeff. spinta attiva
Q	kN/m ²	34,84								carico orizzontale distr. rettangolare
Z	kN/m ²	4,91								carico orizzontale distr. triangolare
Reazione radiale										
ΣW esterni	kN/m	77,23								
ΣW vuota	kN/m	78,81								
ΣW piena	kN/m	84,47								
Superiore	M	0,046	4,165	-1,158	-0,068	-0,210	-0,225	2,78	2,76	kNm/m
	N	-0,126	-4,048	12,703	0,560	1,168	1,252	10,26	10,34	kN/m
Mediana	M	-0,052	-4,266	1,158	0,082	0,216	0,231	-2,86	-2,85	kNm/m
	N	0,395	38,155	0,000	0,000	0,000	0,000	38,55	38,55	kN/m
Inferiore	M	0,138	8,169	-1,158	-0,095	-3,208	-3,439	3,85	3,62	kNm/m
	N	0,126	4,048	12,703	1,232	9,391	10,065	27,50	28,17	kN/m

	Totale vuoto [MPa]	Totale pieno [MPa]
Superiore		
σ_m	215,03	213,86
σ_n	1,17	1,18
σ_{tot}	216,20	215,04
Mediana		
σ_m	-221,86	-220,66
σ_n	4,38	4,38
σ_{tot}	-217,48	-216,28
Inferiore		
σ_m	297,93	280,09
σ_n	3,13	3,20
σ_{tot}	301,05	283,29
σ_{amm}	333,33 MPa	

		Peso proprio	Carico superiore	carico laterale	Carico triangolare	Radiale tubo vuoto	Radiale tubo pieno	Totale vuoto	Totale pieno	
CONDOTTA DN150										
De	mm	170								
spessore	mm	4,45								
Di	mm	161,1								
rm	m	0,083								
γ	kN/m ³	78,5								
W	mm ³	3300,42								
A	mm ²	4450,00								
Peso proprio										
Wacqua	kN/m	0,20								peso acqua contenuta
W	kN/m	0,18								peso proprio
Carico reinterro										
H terreno	m	0,6								profondità di posa
φ	°	30								
	rad	0,523								
γ_t	kN/m ³	20								peso specifico terreno di ricoprimento
Wt	kN/m ²	21,00								carico terreno
Carico dinamico (UNI 7517)										
P	kN	150								carico per ruota
σ_z	KPa	135,17								incremento pressione dinamica
φ	-	1,50								fattore dinamico
Wl	kN/m ²	202,76								carico verticale del traffico
Wtot	kN/m ²	223,76								totale carichi esterni
Carico orizzontale										
	rad	0,577								
ka		0,333								coeff. spinta attiva
Q	kN/m ²	74,49								carico orizzontale distr. rettangolare
Z	kN/m ²	1,13								carico orizzontale distr. triangolare
Reazione radiale										
ΣW esterni	kN/m	38,04								
ΣW vuota	kN/m	38,22								
ΣW piena	kN/m	38,61								
Superiore	M	0,001	0,459	-0,128	-0,001	-0,023	-0,023	0,31	0,31	kNm/m
	N	-0,014	-1,965	6,166	0,029	0,566	0,572	4,78	4,79	kN/m
Mediana	M	-0,001	-0,470	0,128	0,001	0,024	0,024	-0,32	-0,32	kNm/m
	N	0,045	18,521	0,000	0,000	0,000	0,000	18,57	18,57	kN/m
Inferiore	M	0,004	0,900	-0,128	-0,001	-0,353	-0,357	0,42	0,42	kNm/m
	N	0,014	1,965	6,166	0,064	4,554	4,600	12,76	12,81	kN/m

	Totale vuoto [MPa]	Totale pieno [MPa]
Superiore		
σ_m	93,54	93,47
σ_n	1,07	1,08
σ_{tot}	94,61	94,54
Mediana		
σ_m	-96,72	-96,65
σ_n	4,17	4,17
σ_{tot}	-92,55	-92,48
Inferiore		
σ_m	127,83	126,75
σ_n	2,87	2,88
σ_{tot}	130,70	129,63
σ_{amm}	333,33 MPa	

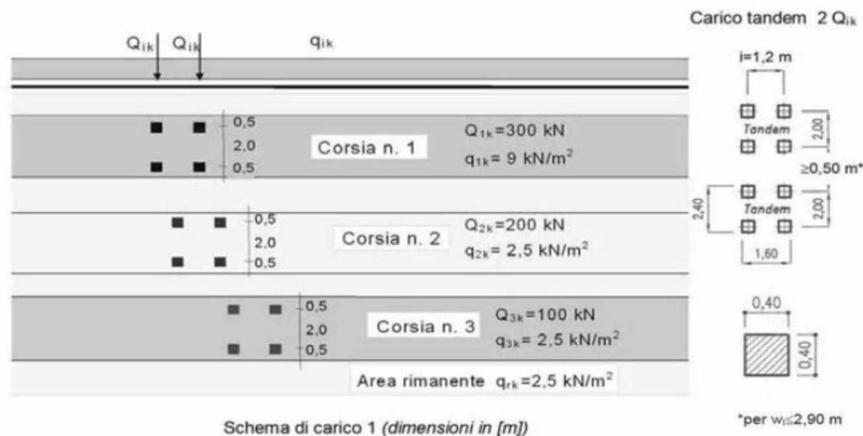
Come è possibile osservare dai risultati tensionali le condotte in ghisa DN700, DN150 e in calcestruzzo D600 risultano verificate. È necessario considerare che i calcoli, sia per quanto riguarda la verifica di deformazione che quelli di sollecitazione, non prendono in considerazione la presenza di misto granulare stabilizzato a cemento come riempimento dello scavo. Viceversa risulta molto complesso stimare l'influenza del carico variabile prodotto dai mezzi pesanti che circolano nella rotonda, in particolar modo durante la fase di cantiere, in cui è previsto il maggior flusso di mezzi pesanti. Data l'importanza dell'infrastruttura per il SII è prevista la costruzione di una piastra di ripartizione superficiale in calcestruzzo armato.

5. CALCOLO PLATEA

È stata prevista la costruzione di una platea di spessore 25 cm e larghezza 4.35 m la cui posizione planimetrica è riportata nell'elaborato grafico allegato. La struttura è considerata sufficientemente rigida per poter ripartire sul terreno il carico accidentale dovuto al traffico pesante. Quindi è stata calcolata una platea su suolo elastico considerando un valore del modulo di reazione pari a 8 kg/cm²/cm per un terreno a grana grossa e carichi stradali di 1° categoria, come proposto dal cap. 5 della NTC18.

5.1 Casi di carico

I carichi sono stati applicati secondo quanto stabilito dal cap. 5.1.3.3.5 della NTC18. In particolare è stata considerata l'applicazione del carico distribuito e del carico concentrato tandem con 15000 kg per ogni ruota (30000 kg per asse) posizionati come nella figura sottostante.



5.2 Combinazioni di carico

I carichi sono stati combinati secondo le disposizioni del cap 2. In particolare è stata considerata una combinazione di carico fondamentale per lo stato limite ultimo e caratteristica per lo stato limite di esercizio.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

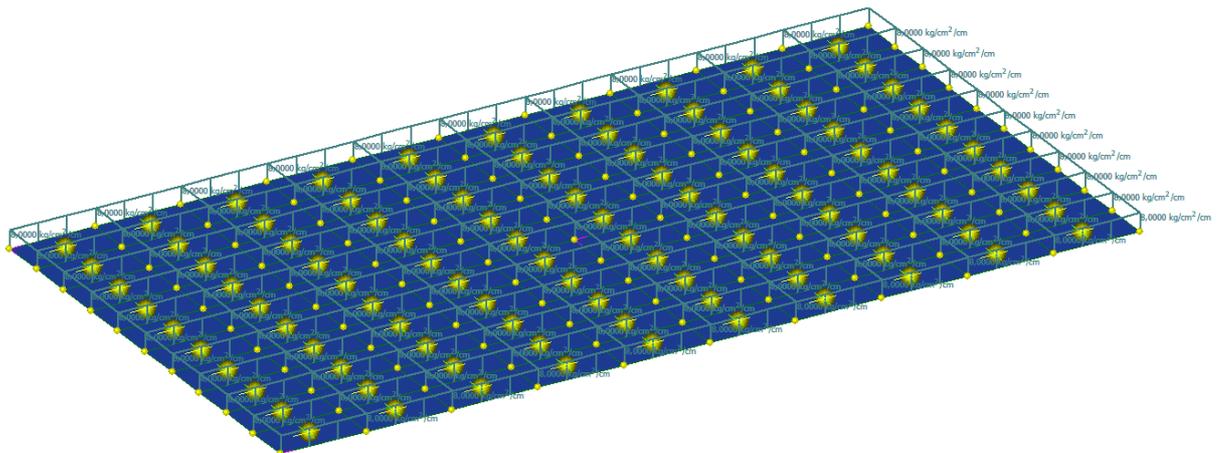
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

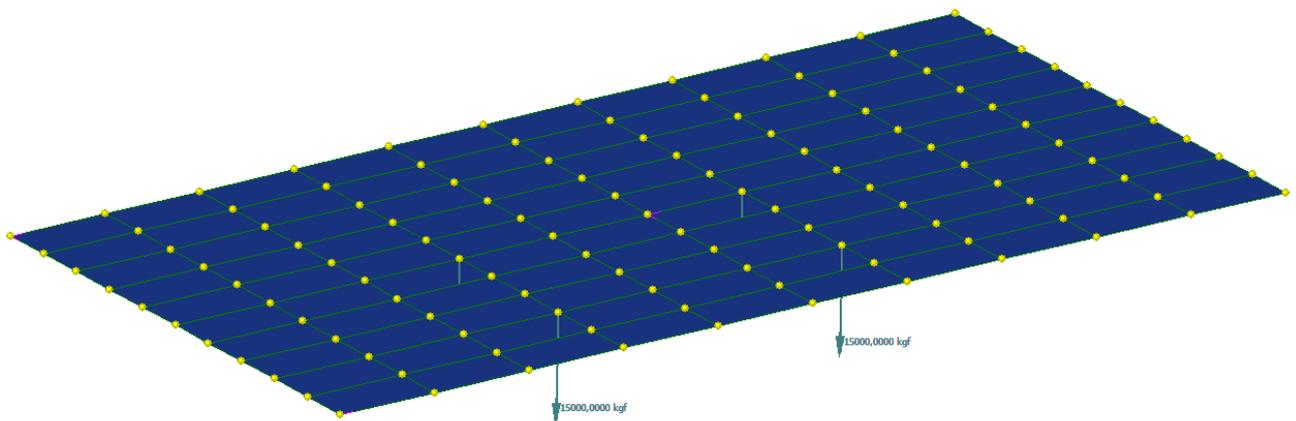
CASES	1	2	3	4	5	6	7	8
	SLU_1	SLU_2	SLU_3	SLU_4	SLE_1	SLE_2	SLE_3	SLE_4
1: pp [Freedom Case 1]	1,35	1,35	1,35	1,35	1,0	1,0	1,0	1,0
2: perm [Freedom Case 1]	1,125	1,125	1,125	1,125	1,0	1,0	1,0	1,0
3: var_long1 [Freedom Case 1]	1,5				1,0			
4: var_long2 [Freedom Case 1]		1,5				1,0		
5: var_trasv1 [Freedom Case 1]			1,5				1,0	
6: var_trasv2 [Freedom Case 1]				1,5				1,0

5.3 Modello di calcolo

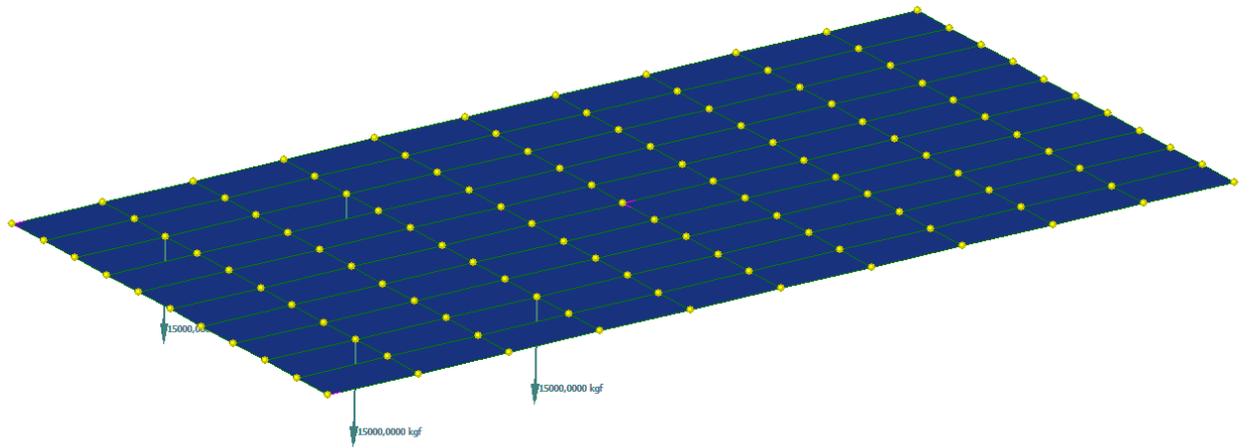
La modellazione della platea è stata eseguita su una porzione avente dimensioni 4.35 m x 7.00 m con elementi plate spessi 25 cm. Il suolo è stato modellato tramite supporti elastici tipo Winkler sulla faccia inferiore della platea. Le azioni concentrate sono state applicate ai nodi mentre il carico distribuito è considerato come una massa non strutturale applicata al singolo plate. Il software utilizzato è STRAND7 release 2.4.6 demo version. Le barre di armatura sono Ø16/20 cm posizionate simmetricamente per l'intradosso e l'estradosso in entrambe le direzioni.



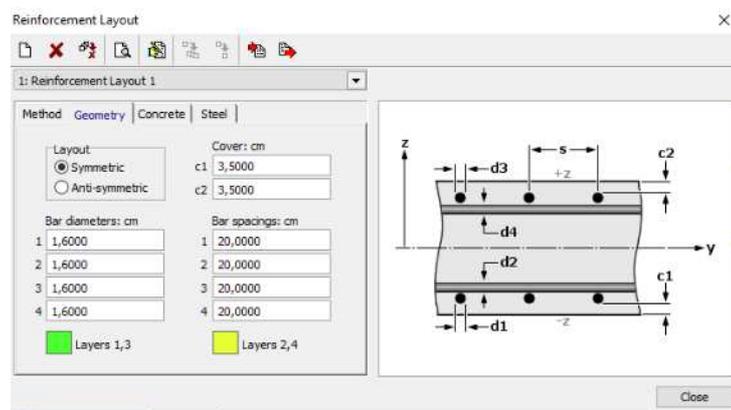
Carico distribuito e supporti tipo molla Winkler



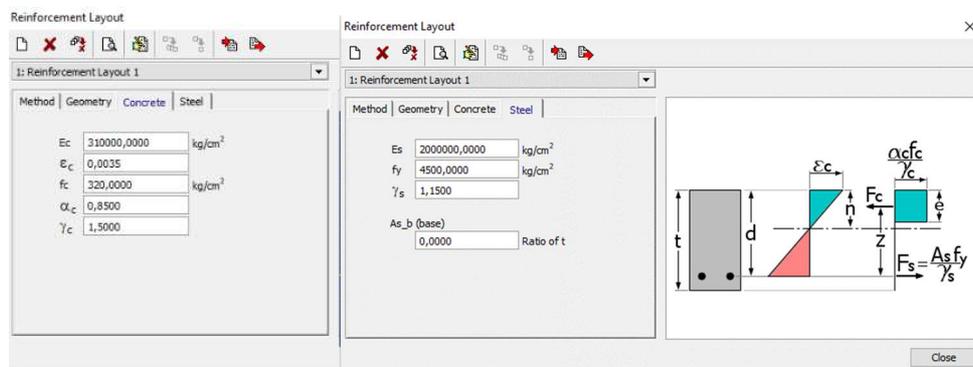
Carico variabile in direzione trasversale



Carico variabile in direzione longitudinale



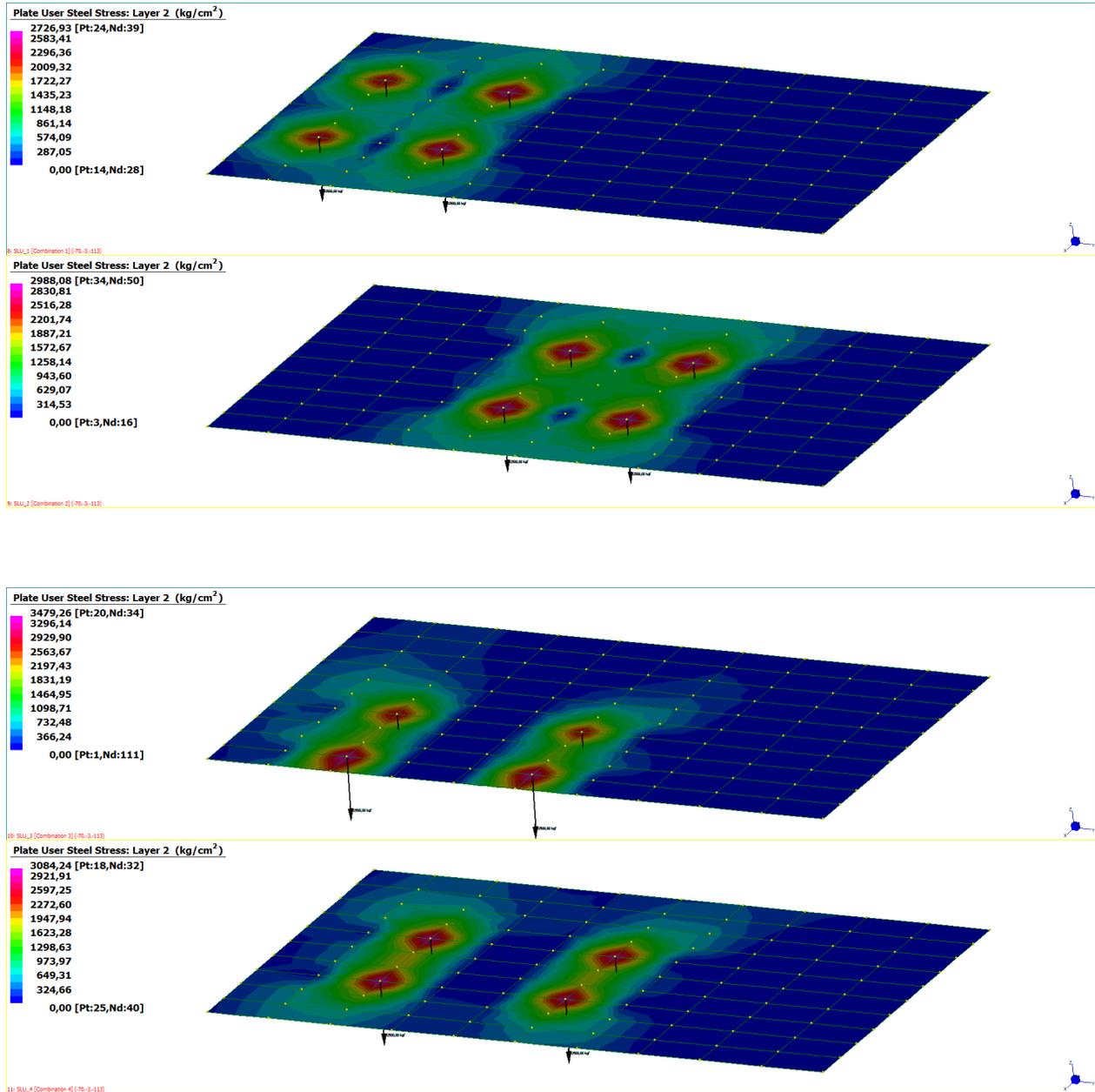
Definizione delle armature della platea



Caratteristiche calcestruzzo e armature

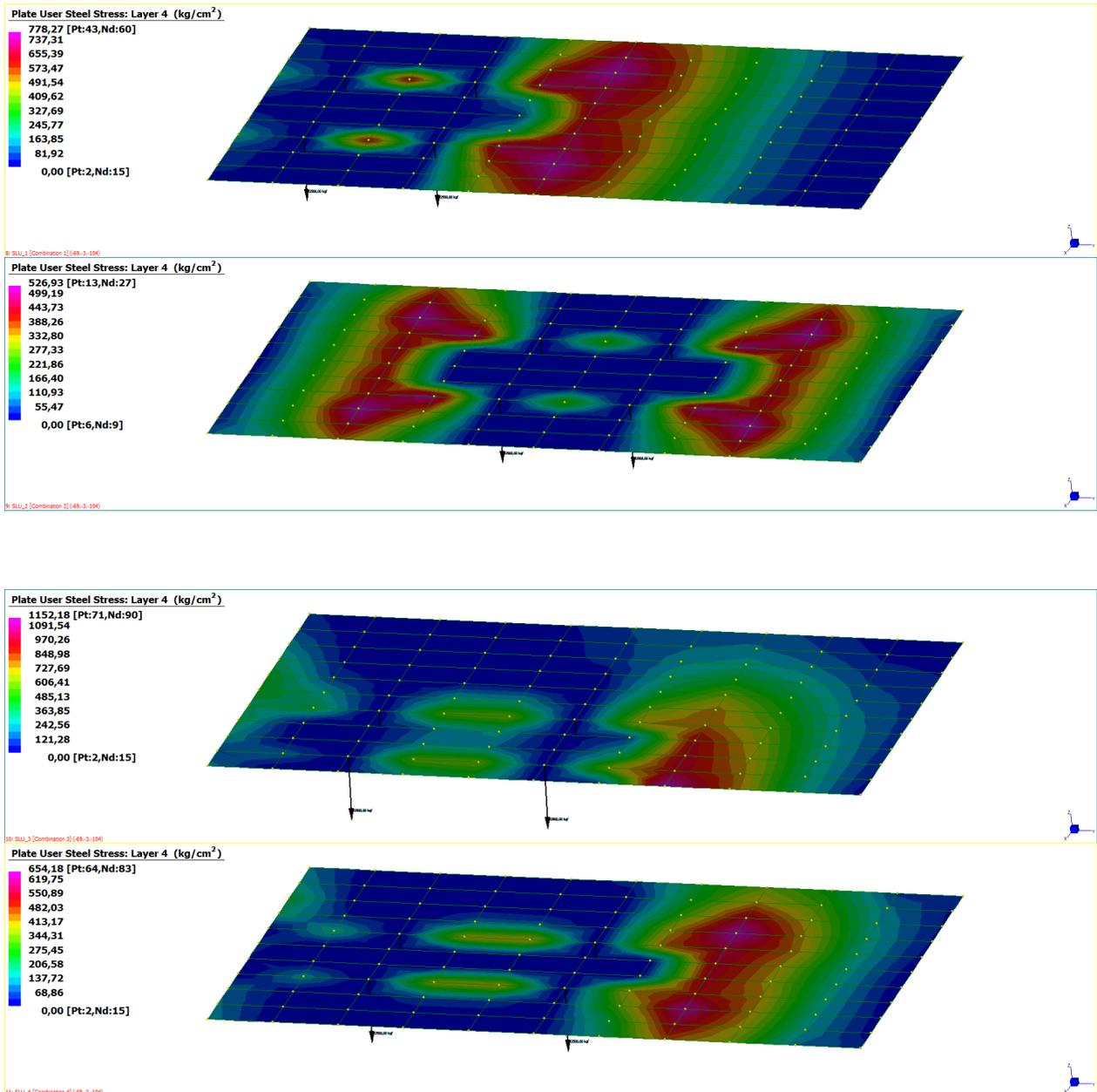
5.4 Verifica SLU

5.4.1 Flessione intradosso



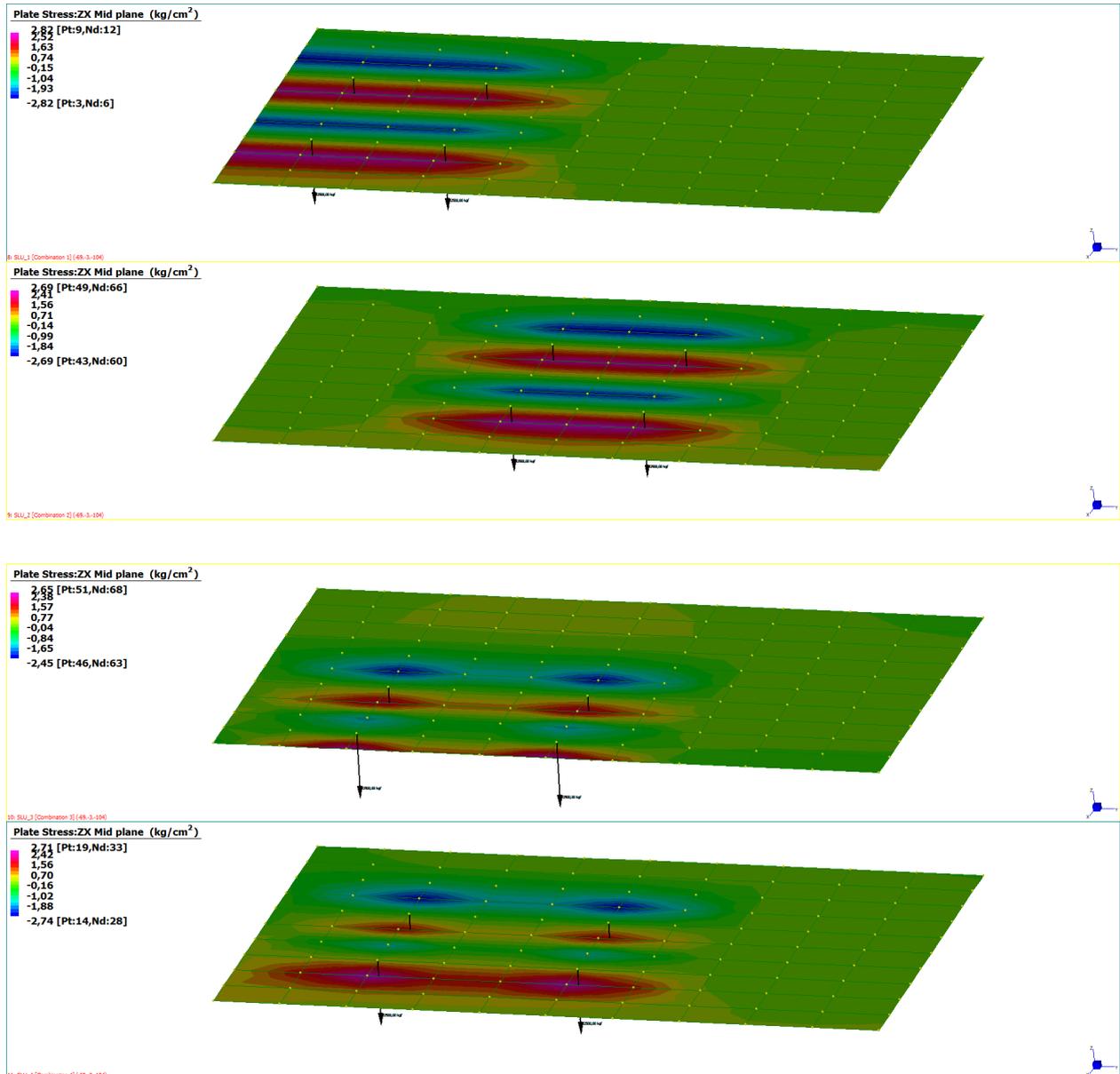
Tensioni nelle barre di armatura: $\sigma_{max} = 3479 \text{ kg/cm}^2 < 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cm}^2$

5.4.2 Flessione estradosso



Tensioni nelle barre di armatura: $\sigma_{max} = 1152 \text{ kg/cm}^2 < 4500/1.15 = 3913 \text{ kg/cm}^2$

5.4.3 Sforzo di taglio

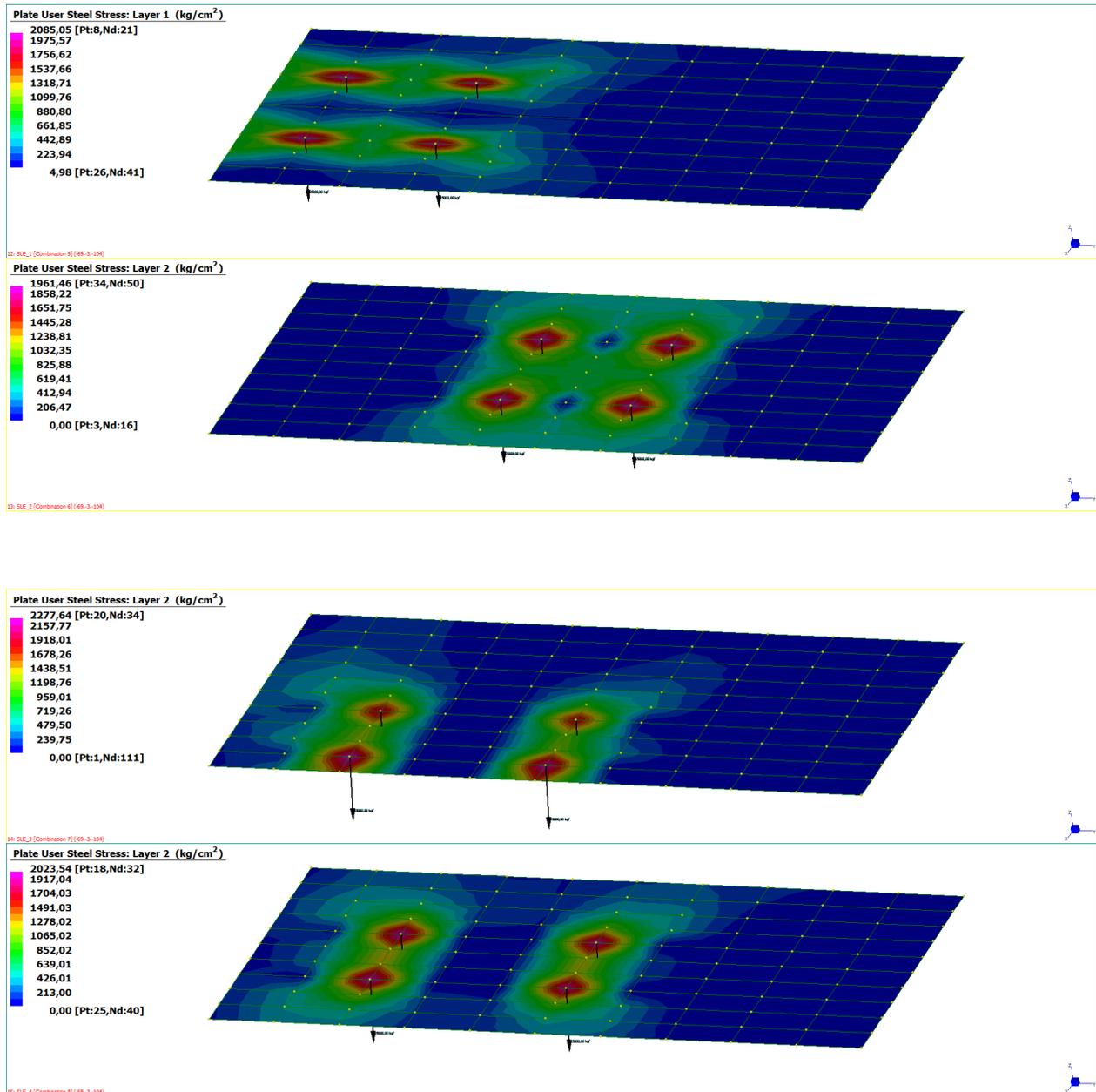


Tensioni di taglio: $v_{max} = 2.82 \text{ kg/cm}^2 < v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$ resistenza a taglio di piastre con armature longitudinali

f _{ck}	32 MPa
A (2Ø16/20/strato)	201 mm ²
ρ _l x,y	0,008
k	1,89 < 2
V _{Rdc}	0,67 MPa
	6,7 kg/cm ²

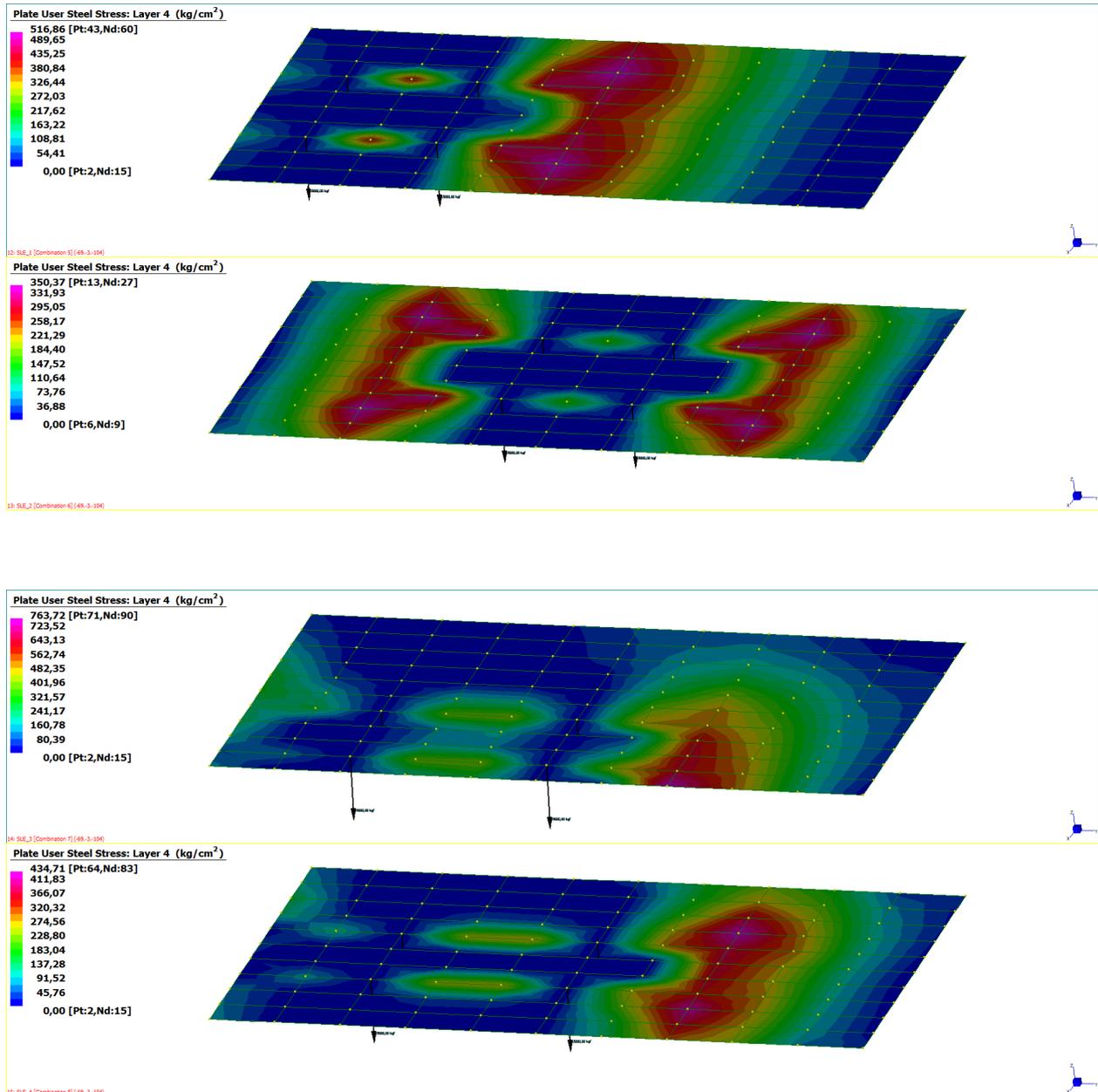
5.5 Verifica SLE

5.5.1 Flessione intradosso



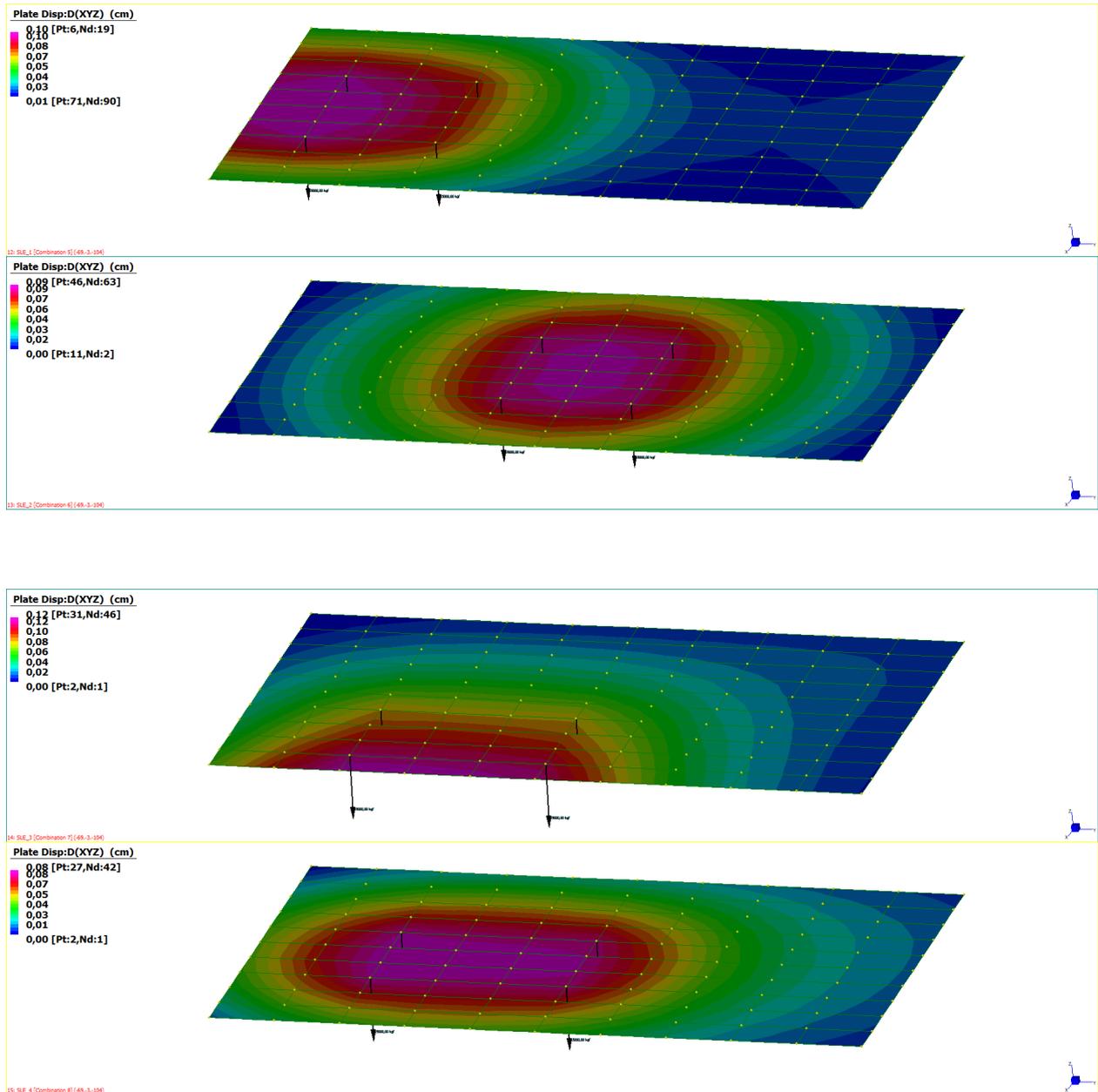
Tensioni nelle barre di armatura: $\sigma_{max} = 2277 \text{ kg/cm}^2 < 4500 \cdot 0.8 = 3600 \text{ kg/cm}^2$

5.5.2 Flessione estradosso



Tensioni nelle barre di armature: $\sigma_{max} = 763 \text{ kg/cm}^2 < 4500 \cdot 0.8 = 3600 \text{ kg/cm}^2$

5.5.3 Spostamento verticale



Spostamento massimo in direzione z: $d_{max} = 0.12$ cm

 Risorse Idriche Società del Gruppo SMAT	RELAZIONE TECNICA	Comune di San Didero Ricollocazione Autoporto di Susa – Gestione delle interferenze 70DIDACQ010 - 70CMVFOG002
---	--------------------------	--

6. CONCLUSIONI

In conclusione, i risultati dei calcoli statici effettuati dimostrano che le condotte in ghisa DN700, DN150 e in calcestruzzo Ø600 risultano verificate. È necessario considerare che i calcoli, sia per quanto riguarda la verifica di deformazione che di sollecitazione, non prendono in considerazione, a favore di sicurezza, la presenza di misto granulare stabilizzato a cemento come riempimento dello scavo. Per la condotta fognaria Ø600 non è stato previsto alcun intervento di protezione. Invece, data l'importanza della condotta principale DN700 per il Sistema Acquedottistico di Valle, è prevista la costruzione di una piastra di ripartizione superficiale in calcestruzzo armato. Per la condotta DN150 in ghisa di allacciamento all'acquedotto comunale si prevede l'adeguamento della sezione di posa come esplicitato nella tavole grafiche allegate. Per la realizzazione della nuova rotatoria e della strada di accesso al nuovo autoporto dovranno comunque essere usati tutti gli accorgimenti necessari onde evitare di danneggiare i servizi sottostanti.