AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

GLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

ELABORATO N° :

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO AMMINISTRATIVO - AUTORIMESSA

MI010P-PE-S-C-R-4182-C0

DATA			
Settembre 2014	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
SIGLA	M. ROSSI	F. CORTIANA	G. FIORINI
REVISIONE 1			
REVISIONE 2			
REVISIONE 3			

NOME FILE

MI010P-PE-S-C-R-4182-C0 - Calcolo strutture autorimessa.doc

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PROGETTO ESECUTIVO - FASE 2
E CONTESTUALE PERIZIA DI VARIANTE DELLA FASE 1

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO AMMINISTRATIVO - AUTORIMESSA

INDICE

1. INTRODUZIONE 9
2. OGGETTO E SCOPO 12
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO 13
4. CONSIDERAZIONI SULLA PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE 14
5. METODO DI CALCOLO 18
   5.1. Codici di calcolo 20
6. MATERIALI 21
   6.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi 21
   6.2. Calcestruzzo 23
   6.3. Acciaio 24
   6.4. Resistenza al fuoco delle strutture 25
7. AZIONI SULLE COSTRUZIONI 29
   7.1. Analisi dei carichi verticali 29
      7.1.1. Carichi e sovraccarichi permanenti (G) 29
      7.1.2. Sovraccarichi variabili (Q_i) 30
   7.2. Azione termica (Q3) 31
   7.3. Vento (Q4) 31
   7.4. Azione sismica (E) 32
   7.5. Definizione degli stati limite 38
      7.5.1. Combinazioni agli stati limite ultimi 38
      7.5.2. Combinazioni agli stati limite di esercizio 38
      7.5.3. Coefficienti moltiplicativi dei carichi 39
8. ANALISI DELLA STRUTTURA 41
   8.1. Geometria e carichi - struttura in c.a. 41
   8.2. Descrizione del modello 42
   8.3. Applicazione dei carichi 44
      8.3.1. Carichi e sovraccarichi permanenti 45
      8.3.2. Neve 47
      8.3.3. Schemi di carico per il sovraccarico accidentale 48
      8.3.4. Combinazioni di carico 49
   8.4. Verifiche agli stati limite ultimi 55
      8.4.1. Travi su allineamento 18' - campata frames 11-4-86-24-98 55
      8.4.2. Travi su allineamento 18' - appoggi intermedi (sui pilastri frames 79, 81, 82, 84, 85, 87) 58
      8.4.3. Travi su allineamento 15' - campata frames 53-54 63

8.4.4. Travi su allineamento 15' - campata frames 101-9 65
8.4.1. Travi su allineamento 15' - incastro su p 90, 91 67
8.4.2. Travi su allineamento 15' - incastro su p 94, 95, 96 69
8.4.3. Travi 41-42-124-125-43-44 - Verifiche a momento flettente positivo 74
8.4.4. Travi 41-42-124-125-43-44 - Verifiche a momento flettente negativo 76
8.4.5. Travi 41-42-124-125-43-44 - Verifiche a taglio 78
8.4.6. Cordoli 50 x 60 - Verifiche a momento flettente 81
8.4.7. Cordoli 50 x 60 - Verifiche a taglio 83
8.4.8. Cordoli 24 x 60 - Verifiche a momento flettente 85
8.4.9. Pilastri circolari D = 60 cm - frames n° 79, 81, 82, 85, 87, 90, 91 87
8.4.10. Pilastri circolari D = 60 cm - frames n° 84, 94, 95, 96, 114, 115 91
8.4.11. Pilastri semicircolari 60 x 35 96
8.5. Verifiche dei tegoli prefabbricati 99
8.5.1. Analisi dei carichi 101
8.5.2. Armatura di precompressione e armatura lenta: sezione con trefoli 105
8.5.3. Analisi delle cadute di tensione 106
8.5.4. Verifica allo stato limite di esercizio 107
8.5.5. Verifica allo stato limite ultimo 108
8.5.6. Deformabilità della trave 111
8.5.7. Verifica di resistenza al fuoco REI120 113
8.6. Muri perimetrali di contenimento 119
8.6.1. Muri con h terreno > 3.20 m 119
8.6.2. Muri con h terreno < 3.20 m 123
8.7. Soletta h = 35 cm 127
8.7.1. Verifiche a momento flettente positivo 127
8.7.1. Verifiche a momento flettente negativo 130
8.8. Platea di fondazione 135
8.8.1. Platea di fondazione - Verifiche a momento flettente ai piedi dei pilastri 136
8.8.2. Verifica a taglio/punzonamento - pilastri circolari 142
8.8.1. Verifica a taglio/punzonamento - pilastri con giunto strutturale 144
8.8.2. Verifica della pressione sul terreno 146
8.8.3. Valutazione dei cedimenti 146
8.9. Verifiche agli stati limite di esercizio 147
8.9.1. Combinazioni di carico 147
8.9.2. Verifiche di apertura delle fessure 148

8.9.3. Verifiche a fessurazione Travi su allineamento 18' - campata frames 11-4-86-24-98 152
8.9.4. Verifiche a fessurazione travi su allineamento 18' - appoggi intermedi (sui pilastri frames 79, 81, 82, 84, 85, 87) 153
8.9.5. Verifiche a fessurazione travi su allineamento 15' - campata frames 53-54 154
8.9.6. Verifica a fessurazione travi su allineamento 15' - campata frames 101-9 155
8.9.7. Verifica a a fessurazione travi su allineamento 15' - incastro su p 90, 91 156
8.9.8. Verifiche a fessurazione travi su allineamento 15' - incastro su p 94, 95, 96 157
8.9.9. Verifiche a fessurazione travi 41-42-124-125-43-44 - verifiche a momento flettente positivo 158
8.9.10. Verifiche a fessurazione travi 41-42-124-125-43-44 - verifiche a momento flettente negativo 159
8.9.11. Verifiche a fessurazione cordoli 50 x 60 - campata 160
8.9.12. Verifiche a fessurazione cordoli 24 x 60 161
8.9.13. Verifiche a fessurazione pilastri circolari D = 60 cm 162
8.9.14. Pilastri semicircolari D = 60 cm - verifiche a fessurazione 164
8.9.15. Verifica a fessurazione platea di fondazione 165
8.9.16. Verifiche a fessurazione della soletta da 35 cm 169
8.9.17. Deformabilità verticale delle travi principali 172

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 1.1 - Nuovi edifici a servizio della piastra multifunzionale - prospetto sud-ovest 9
Fig. 1.2 - Nuovi edifici a servizio della piastra multifunzionale - suddivisione in blocchi 10
Fig. 7.1 - Sezione trasversale del tegolo prefabbricato di altezza 40 cm 29
Fig. 8.1 - Autorimessa - planimetria 41
Fig. 8.2 - Autorimessa: modello 3D agli elementi finiti utilizzato 42
Fig. 8.3 - Schema carichi permanenti su vista 3d 45
Fig. 8.4 - Schema sovraccarichi permanenti su vista 3d 46
Fig. 8.5 - Schema carico neve su vista 3d 47
Fig. 8.6 - Schema q1: sovraccarico accidentale 48
Fig. 8.7 - Vista 3D della numerazione dei frames 49
Fig. 8.8 - Inviluppo allo S.L.U. dei tagli sulle travi dell'allineamento 18' (el. 109-11-59-4-86-89-99-24-98) 51
Fig. 8.9 - Inviluppo allo S.L.V. dei tagli sulle travi dell'allineamento 18' (el. 109-11-59-4-86-89-99-24-98) 51
Fig. 8.10 - Inviluppo allo S.L.U. dei tagli sulle travi dell'allineamento 15' (el. 101-102-9-53-54-105-106-55-56) 51
Fig. 8.11 - Inviluppo allo S.L.V. dei tagli sulle travi dell'allineamento 15' (el. 101-102-9-53-54-105-106-55-56) 52
Fig. 8.12 - Inviluppo allo S.L.U. dei momenti flettenti tagli sulle travi dell'allineamento 18' (el. 109-11-59-4-86-89-99-24-98) 52
Fig. 8.13 - Inviluppo allo S.L.V. dei momenti flettenti tagli sulle travi dell'allineamento 18' (el. 109-11-59-4-86-89-99-24-98) 52
Fig. 8.14 - Inviluppo allo S.L.U. dei momenti flettenti tagli sulle travi dell'allineamento 15' (el. 101-102-9-53-54-105-106-55-56) 53
Fig. 8.15 - Inviluppo allo S.L.V. dei momenti flettenti tagli sulle travi dell'allineamento 15' (el. 101-102-9-53-54-105-106-55-56) 54
Fig. 8.16 - Inviluppo dei momenti flettenti positivi allo SLU in direzione 1 (cioè lungo il lato obliquo della soletta) 128
Fig. 8.17 - Inviluppo dei momenti flettenti positivi allo SLU in direzione 2 128
Fig. 8.18 - Inviluppo dei momenti flettenti negativi allo SLU in direzione 1 (cioè lungo il lato obliquo della soletta) 130
Fig. 8.19 - Inviluppo dei momenti flettenti negativi allo SLU in direzione 2 131

Fig. 8.20 - Inviluppo dei momenti flettenti allo SLU in direzione degli allineamenti 15' e 18' (cioè in direzione perpendicolare ai giunti di dilatazione) 137
Fig. 8.21 - Inviluppo dei momenti flettenti allo SLU in direzione perpendicolare agli allineamenti 15' e 18' (cioè in direzione parallela ai giunti di dilatazione) 138
Fig. 8.22 - area tesa efficace. Casi tipici. 150
Fig. 8.23 - Inviluppo dei momenti flettenti allo SLE in direzione degli allineamenti 15' e 18' (cioè in direzione perpendicolare ai giunti di dilatazione) 166
Fig. 8.24 - Inviluppo dei momenti flettenti allo SLE in direzione degli allineamenti 15' e 18' (cioè in direzione perpendicolare ai giunti di dilatazione) 167
Fig. 8.25 - Momenti flettenti in direzione parallela al lato obliquo in combinazione quasi permanente 169
Fig. 8.26 - Momenti flettenti in direzione perpendicolare al lato obliquo in combinazione quasi permanente 170

INDICE DELLE TABELLE

Tab. 6.1 - Classi di esposizione ambientale 21
Tab. 6.2 - Caratteristiche dei calcestruzzi 22
Tab. 7.1 - Valori del coefficiente d'uso CU (Tabella 2.4.II delle NTC) 35
Tab. 7.2 - Localizzazione del punto rappresentativo del sito di impianto rispetto ai punti di griglia rappresentativi adiacenti 36
Tab. 7.3 - Valori di riferimento per lo spettro medio linearizzato di progetto per valori di smorzamento $\xi = 5\%$ 37
Tab. 7.4 - Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I delle NTC) 39
Tab. 7.5 - Coefficienti parziali nelle verifiche agli SLU (tab. 2.6.I delle NTC) 40
Tab. 8.1 - Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLU 50
Tab. 8.2 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (tab. 6.4.I delle NTC) 135
Tab. 8.3 - Matrice riassuntiva dei coefficienti moltiplicativi utilizzati nelle combinazioni agli SLU 147

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo fa riferimento agli elaborati grafici di progetto strutturale e alle relazioni tecniche allegate al Progetto Esecutivo della nuova piastra multifunzionale del Porto di Vado Ligure.

A servizio della gestione del nuovo Terminal Contenitori, il progetto prevede la costruzione di un edificio multipiano per uffici e attività connesse con l'operatività del Terminal.

L'edificio è ubicato all'ingresso della banchina e si sviluppa longitudinalmente in direzione NO-SE su un rettangolo di area circa 160 m x 20 m.



FIG. 1.1 - NUOVI EDIFICI A SERVIZIO DELLA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - PROSPETTO SUD-OVEST

Dal punto di vista strutturale e/o funzionale, l'edificio può essere suddiviso in quattro corpi di fabbrica principali planimetricamente allineati, identificati nel modo seguente:

– corpo "A": la struttura del primo corpo, di lunghezza circa 60 m, si estende dal fronte orientale dell'edificio fino al giunto di dilatazione che lo separa dall'adiacente corpo "B". Il piano terra dell'edificio, a doppia altezza, è organizzato in n corsie che costituiscono i "gates" di accesso al Terminal per i mezzi di trasporto. I piani superiori contengono gli uffici e spazi per il personale.

– corpo "B": la struttura multipiano si estende in lunghezza per circa 25 m. In questo corpo, organizzato anch'esso ad uffici, sono alloggiati i vani scale e i vani ascensore.
– corpo "C": la struttura si estende per altri 42 m circa. Il piano terra è a doppia altezza ed alloggia un'officina di 800 m^2, dotata di un carroponte da 20 t. I piani superiori alloggiano uffici.
– corpo "D": a pianta triangolare, ha altezza inferiore rispetto agli altri corpi di fabbrica (un solo livello) ed è giuntato sismicamente rispetto ai corpi A, B e C.

Annesso all'edificio è poi prevista un'autorimessa interrata per circa 90 posti auto, con copertura a falda inclinata e organizzata a verde, sostenuta da pilastri e dai muri perimetrali.

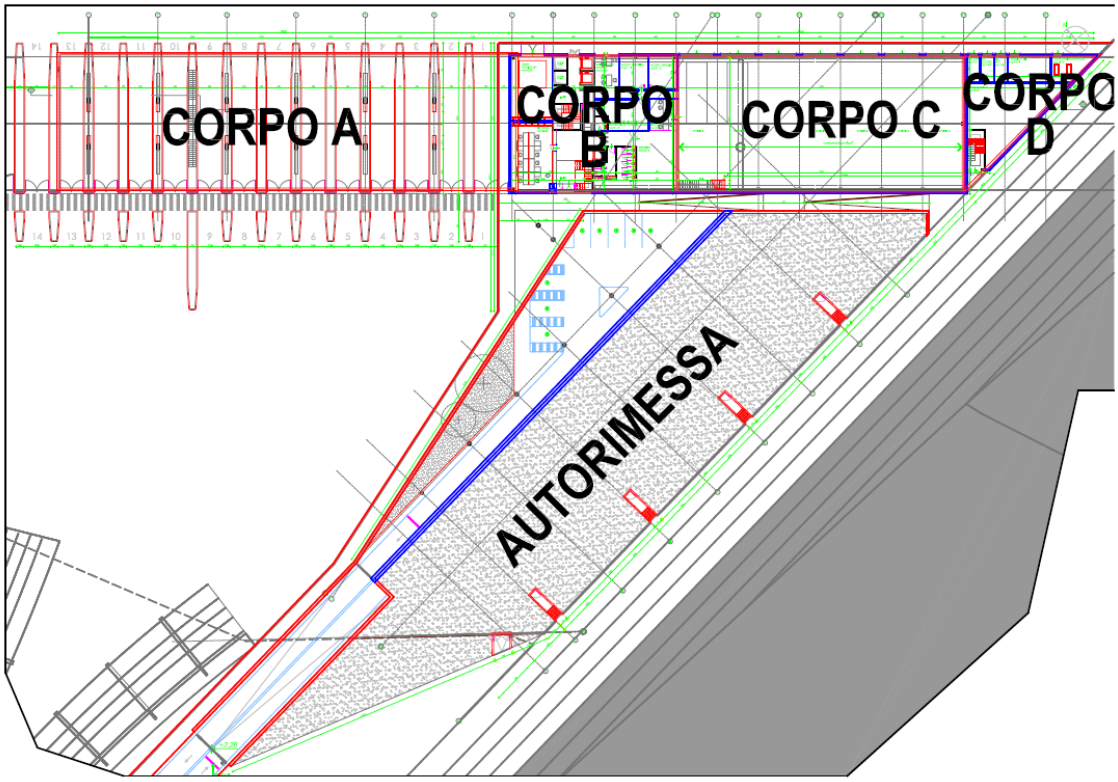


FIG. 1.2 - NUOVI EDIFICI A SERVIZIO DELLA PIASTRA MULTIFUNZIONALE - SUDDIVISIONE IN BLOCCHI

Per la tipologia strutturale dell'edificio è stato adottato lo schema di telaio tridimensionale costituito da travi e pilastri in calcestruzzo armato su fondazione diretta.
Gli orizzontamenti ai vari piani dell'edificio sono realizzati con tegoli prefabbricati autoportanti in c.a.p.; i vantaggi di tale soluzione consistono nella rapida posa in opera senza la necessità di sostegni provvisori, nella possibilità di superare grandi luci con spessori modesti di solaio, e al tempo stesso di garantire l'adeguato comportamento a diaframma richiesto per l'antisismica attraverso il completamento in opera con il getto della cappa collaborante armata di 10 cm.

La tipologia strutturale a telaio scelta, adattabile alla parziale o totale prefabbricazione, è adatta al carattere di un edificio di tipo industriale, coordinandosi al tempo stesso con le esigenze di tipo architettonico e funzionale (grazie alla versatilità del piano libero nell'organizzazione degli spazi attraverso l'impiego di divisori non strutturali), e di tipo cantieristico (rapidità di esecuzione e contenimento dei costi). L'arretramento dei pilastri rispetto al perimetro dell'edificio inoltre si accorda con il distributivo degli spazi interni e migliora il comportamento igrometrico dell'edificio evitando la creazione di ponti termici.

La chiusura dell'edificio su tutto il perimetro è realizzata con un paramento in pannelli prefabbricati non strutturali. I pannelli sono vincolati alle travi di bordo piano con appositi fissaggi di ancoraggio.

Ai fini della salvaguardia funzionale dell'edificio si valuta l'opportunità di limitare le deformazioni relative di interpiano dovute al sisma per non compromettere l'integrità dei pannelli di tamponamento e degli impianti, e si ritiene opportuna la disposizione di due coppie di ritegni sismici in corrispondenza di ogni orizzontamento, in grado di esplicare reazioni in entrambe le direzioni trasversale e longitudinale dell'azione sismica.

L'opera è stata dimensionata con riferimento ad una vita utile di 50 anni.

2. OGGETTO E SCOPO

Oggetto della presente relazione sono i calcoli strutturali per il progetto esecutivo degli edifici a servizio della nuova piastra multifunzionale presso il nuovo Terminal Contenitori di Vado Ligure (SV).

Scopo sono il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali, in ottemperanza alle normative vigenti, ai requisiti richiesti in termini di stabilità, antisismica, ed alle esigenze progettuali legati alla funzione degli edifici.

La presente relazione affronta in modo dettagliato il dimensionamento e la verifica strutturale del parcheggio interrato descritto nella premessa. Il dimensionamento e la verifica dei blocchi "A", "B", "C" dell'edificio sono trattati nella relazione di calcolo calcolo Elab. N° MI010P-PE-S-C-R-4180; il blocco "D" è trattato nella relazione di calcolo Elab. N° MI010P-PE-S-C-R-4181.

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circ. 02/02/2009, n. 617 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- UNI EN 206-1 dell'ottobre 2001: "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- Linee guida della presidenza del Consiglio Superiore dei LL. PP. - Servizio Tecnico Centrale: "Linee guida sul calcestruzzo strutturale".
- Legge 05.11.1971 n. 1086 e D.M. 01.04.1993: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso e a struttura metallica";
- Legge 02.02.1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Decreto Ministeriale 16 febbraio 2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione";
- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1.4: General Actions - Wind actions;
- Eurocode 2: Design of concrete structures;
- Eurocode 7: Geotechnical design - General rules;
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.

4. CONSIDERAZIONI SULLA PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il Capitolo 7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, "Progettazione per azioni sismiche", disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette all'azione sismica. Se ne riportano alcuni estratti pertinenti al caso in esame.

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0{,}07g$[1] per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

(1) nel caso si conduca un'analisi lineare statica

Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno[2], le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

Al medesimo capitolo, paragrafo 7.2, sono espressi criteri generali di progettazioni e considerazioni sulla regolarità degli edifici, di seguito riassunti.

Componenti dell'azione sismica: È stabilito che le costruzioni debbano essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche, mentre la componente verticale deve essere considerata *solo* in presenza di elementi con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, pon-

ti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.
Nonostante l'edificio in esame ricada in zona 4, rientra nei casi sopra elencati, e quindi la componente verticale dell'azione sismica è tenuta in considerazione.

Orizzontamenti: Come precisato dalla normativa, nel calcolo si deve tenere conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Fondazioni: Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante. Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Regolarità: Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.
Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;

d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.
   Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate;
e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all' orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

In base alla definizione di regolarità indicata dalla normativa, all'edificio in esame non sono attribuibili in toto le caratteristiche di regolarità. Di ciò si terrà conto nella valutazione del coefficiente di struttura q per l'applicazione dello spettro di risposta sismico.

Metodo di analisi: In merito ai metodi di analisi e criteri di verifica, l'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare, dinamica o statica.

Nel caso in esame si è optato per un'analisi dinamica lineare.
L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Nel caso di analisi lineare, al paragrafo 7.3.1 delle Norme Tecniche si specifica che per le costruzioni civili e industriali le non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0{,}1$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a 1/(1-θ); θ non può comunque superare il valore 0,3.

La valutazione del parametro θ sarà effettuata nel capitolo seguente.

5. METODO DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli e le verifiche sono stati condotti con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Si è proceduto quindi alla determinazione degli effetti sismici sulla struttura, con un'analisi dinamica in campo elastico lineare: in particolare è stata eseguita un'analisi dinamica modale, considerando i contemporanei effetti dovuti alla presenza dei carichi verticali, sia permanenti che accidentali, mediante l'applicazione di diverse combinazioni di carico.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \qquad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})\left[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}\right]} \qquad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite, la valutazione degli spostamenti e del comportamento modale delle strutture, sono state effettuate con l'ausilio del con il software di calcolo SAP2000 v15.0 della Computers and Structures Inc., California, Berkeley, per la modellazione agli elementi finiti dei telai 3D.

Come espresso nelle Norme Tecniche nel Paragrafo 7.2.6 "Criteri di modellazione della struttura e azione sismica", il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Si riportano di seguito alcuni estratti del paragrafo pertinenti con il caso in esame.

> Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.
>
> Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

> Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.
>
> Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.
>
> Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.
>
> Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Ai fini della realizzazione del modello si considera che il terreno abbia una risposta di tipo elastico lineare con costante di sottofondo k = 20000 KN/m^3.

Questo valore permette di determinare la rigidezza da associare alle molle, posizionate ai nodi delle travi rovesce di fondazione, che schematizzano il suolo alla Winkler attraverso il prodotto di k per l'area d'influenza corrispondente a ciascuna molla.

Le verifiche a rottura e alle tensioni di esercizio delle sezioni in c.a. sono condotte con l'ausilio del software ENG della SigmaC (detto software utilizza una convenzione dei segni per i momenti flettenti opposta a quella usuale: segno meno per i momenti che tendono le fibre inferiori).

Il corpo di fabbrica "autorimessa" è strutturalmente separato dal resto dell'edificio (dal gruppo "A" + "B" + "C"+ "D") e il distacco tra le opere (pari a 9 cm) è largamente sufficiente ad evitare fenomeni di martellamento, e quindi di danneggiamento, delle strutture e degli elementi non strutturali.

5.1. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

SAP2000 Advanced 14.2.3
Codice di calcolo strutturale agli elementi finiti commercializzato dalla CSI Italia Srl e realizzato dall'univerità di Berkeley negli USA. Consente il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi-dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici.

6. MATERIALI

6.1. Prescrizioni per la durabilità dei calcestruzzi

Il calcestruzzo, oltre a soddisfare i requisiti di resistenza, deve essere durevole, ovvero in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nel seguito si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi da impiegare per la realizzazione delle diverse parti d'opera, al fine di conseguire i requisiti di durabilità richiesti.

Tali requisiti sono essenzialmente correlati alle condizioni di esposizione ambientale dell'opera - cui la normativa associa una classe di resistenza minima del calcestruzzo - e alla vita utile della struttura (attraverso la classe strutturale che determina il copriferro minimo).

L'argomento è compiutamente trattato nel D.M. 14/01/2008 Capitolo 4 e nelle relative Istruzioni.

Classi di esposizione

In merito alle classi di esposizione ambientale, definite nella tabella 4.1.III della Normativa (in accordo con UNI EN 206-1), si attribuiscono ai vari elementi della struttura le seguenti classi di esposizione:

TAB. 6.1 - CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE

	Classe di esposizione	**Descrizione dell'ambiente**
Strutture in elevazione (travi, pilastri)	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)
Fondazioni	XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare (strutture prossime oppure sulla costa)
Soletta in opera (solai)	XC3	Cls per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia

Composizione e proprietà dei calcestruzzi

In funzione della classe di esposizione, la tabella E.1N dell'EC2 ed il prospetto F.1 della EN 206-1 forniscono la classe di resistenza indicativa del calcestruzzo. Definita poi la classe strutturale dell'opera, il copriferro minimo è fornito dalla tabella C4.1.IV delle Istruzioni, che dipende dalle condizioni ambientali e dalla tipologia di elemento.
Nella tabella seguente sono riassunti i requisiti previsti per la durabilità del calcestruzzo. Il copriferro indicato è comprensivo di una tolleranza compresa fra 0 mm e 10 mm a seconda della precisione di posa delle armature garantito dal processo di produzione della parte d'opera (§ 4.4.1.3 dell'EC2 e § C4.1.6.1.3 delle Istruzioni).

TAB. 6.2 - CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI

CLS CONFORME A UNI EN 206-1	STRUTTURE DI FONDAZIONE	STRUTTURE IN ELEVAZIONE	TEGOLI PREFABBRICATI	SOLETTA IN OPERA (SOLAI)
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XS1	XS1	XS1	XC3
CLASSE DI RESISTENZA	C32/40	C35/45	C45/55	C32/40
RAPPORTO A/C	0.50	0.50	0.40	0.50
CONTENUTO MAX. CLORURI	Cl 0.20	Cl 0.20	Cl 0.10	Cl 0.20
CLASSE SLUMP	S4	S4	S5	S4
DIM. MAX. AGGREGATO	20 mm	20 mm	15 mm	20 mm
COPRIFERRO MINIMO	45 mm	45 mm	50 mm	30 mm
$f_{ck,cube}$	≥40N/mm2	≥45N/mm2	≥55N/mm2	≥40N/mm2

I copriferri indicati nella tabella sono stati determinati con riferimento ad una vita utile di 50 anni.

Secondo la normativa, gli inerti, naturali o di frantumazione, saranno costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc..

Gli aggregati devono essere disposti lungo una corretta curva granulometrica, per assicurare il massimo riempimento dei vuoti interstiziali.
La granulometria inoltre dovrà essere studiata scegliendo il diametro massimo in funzione della sezione minima del getto, della distanza minima tra i ferri d'armatura e dello spessore del copriferro.

6.2. Calcestruzzo

Strutture in elevazione (travi e pilastri):

$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45) (classe minima richiesta per la resistenza)

$f_{ck} = 0.83x40 = 37.35$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ Mpa (resistenza media cilindrica)

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa (resistenza media a trazione assiale)

$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))

Allo stato limite ultimo:

$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 24.9$ MPa

Strutture in elevazione (solai):

Calcestruzzo per tegoli prefabbricati

$R_{ck} \geq 55$ MPa; (C45/55) (classe minima richiesta per la durabilità)

$f_{ck} = 0.83x55 = 45.65$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65$ Mpa (resistenza media cilindrica)

$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.83$ MPa (resistenza media a trazione assiale)

$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.60$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)

$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 36416$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))

Allo stato limite ultimo:

$\gamma_M = 1.5 \rightarrow$ resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 30.4$ MPa

Calcestruzzo per getti integrativi in opera

$R_{ck} \geq 40$ MPa; (C32/40) (classe minima richiesta per la durabilità)

$f_{ck} = 0.83x40 = 33.2$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 3.72$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33640$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5$ → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 22.1$ MPa

Fondazioni:
$R_{ck} \geq 45$ MPa; (C35/45) (classe minima richiesta per la resistenza)
$f_{ck} = 0.83x40 = 37.35$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35$ Mpa (resistenza media cilindrica)
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.35$ MPa (resistenza media a trazione assiale)
$f_{cfm} = 1.2 \times f_{ctm} = 4.02$ MPa (resistenza media a trazione per flessione)
$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 34625$ MPa (modulo elastico istantaneo (11.2.5))
Allo stato limite ultimo:
$\gamma_M = 1.5$ → resistenza di calcolo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_M = 24.9$ MPa

6.3. Acciaio

Acciaio preteso in trefoli per tegoli prefabbricati in c.a.p.:
Trefoli ϕ 0.6', composti da sette fili, a basso rilassamento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:
$fp1k \geq 1670$ N/mm^2
$fptk \geq 1860$ N/mm^2

Acciaio per barre di armatura ad aderenza migliorata, reti e tralicci elettrosaldati, per c.a.:
classe B450C
$f_{yk} = 450$ MPa (tensione di snervamento)
$f_{yt} = 540$ MPa (tensione di rottura)
da cui:
Stato limite ultimo

$\gamma_M = 1.15$ → resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 391$ MPa

6.4. Resistenza al fuoco delle strutture

Le strutture, sia gettate in opera, che prefabbricate, sono progettate e realizzate con le predisposizioni ed i magisteri appropriati a fornire la resistenza al fuoco necessaria in ottemperanza alle normative vigenti. Si è fatto quindi un dimensionamento adatto a garantire in particolare il valore REI 120' .

Si richiama qui quanto precisato al paragrafo 4.1.13 *Resistenza al fuoco* del DM 14 gennaio 2008:
Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1992-1-2 utilizzando i coefficienti γ_M (v.§ 4.1.4) relativi alle combinazioni eccezionali ed assumendo il coefficiente α_{cc} pari a 1,0.

Si precisa peraltro che una speditiva valutazione della correttezza applicativa progettuale di quanto previsto dalla normativa è possibile in base all'esame dei contenuti della normativa UNI EN citata. Al punto 2.4.1 (*Generalità*) della medesima è precisato che:
P(1) La Resistenza al fuoco di una struttura di calcestruzzo (armato) viene determinata per mezzo di uno dei metodi forniti nei punti da 2.4.2 a 2.4.5.
Tra i punti citati, vale la pena di ricordare i punti seguenti:

- *2.4.5 - Prove* - Si indica che in alternativa all'utilizzo dei metodi di calcolo, si può ricorrere anche ai risultati di prove sperimentali, oppure anche ad un metodo combinato fra prove sperimentali e calcoli;
- 2.4.4 - Analisi dell'elemento strutturale - Il comma 5 specifica che:

"I metodi tabellari, semplificati o generali, indicati rispettivamente nei punti 4.2, 4.3 e 4.4, sono adatti per la verifica delle membrature in condizioni di incendio".
Per quanto concerne i dati tabellari qui citati si è fatto anche riferimento al Decreto Ministeriale 16 febbraio 2007 "*Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione*", nel quale i dati tabellari in questione sono riassunti con ottima chiarezza. Citiamo qui l'articolo 2 di tale documento ed in particolare le tabelle descritte nell'allegato D del medesimo Decreto.

Per travi, pilastri e pareti portanti valgono le tabelle D.6 riportate qui appresso, nelle quali si precisano i requisiti di resistenza al fuoco delle strutture in c.a. di travi e pilastri, ottenute mediante getti in opera, oppure anche come elementi strutturali prefabbricati; figurano in esse gli spessori minimi e le distanze minime delle armature dalle superfici esposte.

D.6 Travi, pilastri e pareti in calcestruzzo armato ordinario e precompresso

D.6.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) della larghezza b della sezione, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta e della larghezza d'anima b_w di travi con sezione a larghezza variabile sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di travi semplicemente appoggiate. Per travi con sezione a larghezza variabile b è la larghezza in corrispondenza della linea media delle armature tese.

Classe	Combinazioni possibili di b e a				b_w
30	b = 80/ a = 25	120/20	160/15	200/15	80
60	b = 120/ a = 40	160/35	200/30	300/25	100
90	b=150/a=55	200/45	300/40	400/35	100
120	b = 200 / a = 65	240/60	300/55	500/50	120
180	b = 240 / a = 60	300/70	400/65	600/60	140
240	b = 260 / a = 90	350 I 60	500/75	700/70	160

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di b e a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricopri menti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.6.2 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) del lato più piccolo b di pilastri a sezione rettangolare ovvero del diametro di pilastri a sezione circolare e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate di pilastri esposti su uno o più lati che rispettano le seguenti limitazioni:
- lunghezza effettiva del pilastro (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pilastri di piani intermedi) ovvero ≤ 4,5 m (per pilastri dell'ultimo piano);
e
- area complessiva di armatura $A_s \leq 0{,}04\ A_c$ area efficace della sezione trasversale del pilastro

Classe	Esposto su più lati		Esposto su un lato
30	B=200/ a = 30	300/25	160/25
60	B=250 / a=45	350/40	160/25
90	B=350 / a=50	450/40	160/25
120	B=350 / a =60	450/50	180/35
180	B=450 / a =70		230/55
240			300/70

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.6.3 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:
- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero ≤ 4,5 m (per pareti dell'ultimo piano);

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	s = 120 / a = 10	120 / 10
60	s = 130 / a = 10	140 / 10
90	s = 140 / a = 25	170 / 25
120	s = 160 / a = 35	220 / 35
180	s = 210 / a = 50	270 / 55
240	s = 270 / a = 60	350 / 60
I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.		

Si evidenzia in particolare che nella tabella D.6.1 sono fornite le combinazioni possibili, che correlano la larghezza dell'elemento strutturale di travi e pilastri con la distanza dell'asse delle armature dalla superfici esposta.
Ad esempio con REI 120', presa come riferimento una larghezza pari a 500 mm, l'asse delle armature deve essere posizionato ad una distanza di 50 mm dalla superfici esposta, oppure con una larghezza di 300 mm la suddetta distanza deve risultare pari a 55 mm.
Nella progettazione si sono rispettate le prescrizioni indicate per le classi di resistenza previste ed in particolare per la classe REI 120, che è la classe richiesta per la Centrale Termica.
Sono inoltre anche rispettate le prescrizioni della Tabella D.6.2, relative alla dimensione minima dei lati dei pilastri in funzione dell'altezza effettiva degli stessi e della percentuale complessiva di armatura.
Per quanto concerne invece le pareti in calcestruzzo portanti esposte su un solo lato, per garantire una resistenza al fuoco REI 120' è necessario uno spessore di 160 mm e una distanza delle armature pari a 35 mm.

I calcoli analitici specifici per la verifica della resistenza al fuoco REI 120' sono esposti nei paragrafi specifici riportati nel seguito, abbinati al calcolo di controllo dello stato tensionale indotto nei tegoli e delle verifiche agli Stati Limite.
Ad essi si rimanda per maggiori dettagli.

7. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

7.1. Analisi dei carichi verticali

7.1.1. Carichi e sovraccarichi permanenti (G)

Peso proprio degli elementi strutturali (G1)

Travi e pilastri

Per il cemento armato normale è adottato il peso proprio unitario 25 kN/m^3.

Solai

Il peso proprio della copertura dell'autorimessa in tegoli prefabbricati in c.a.p. di altezza 40 cm, larghezza 1.90 m, con soletta collaborante di altezza 10 cm è pari a 5.50 kN/m^2 .

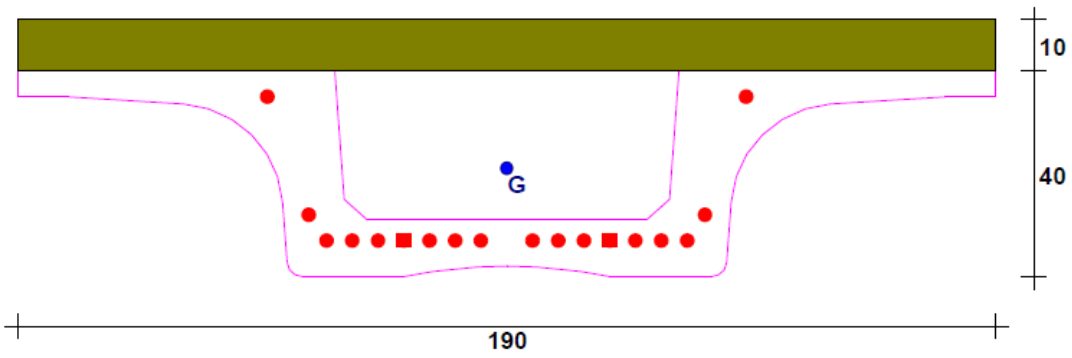


FIG. 7.1 - SEZIONE TRASVERSALE DEL TEGOLO PREFABBRICATO DI ALTEZZA 40 CM

Le figure riportate sono esemplificative, riportano l'elemento tipico fornito dal costruttore. Il progetto tiene conto dei necessari aggiustamenti, e i valori assunti nel calcolo sono coerenti e corretti. Per quanto concerne il peso del tegolo si evidenzia il fatto che il valore assunto pari a 5.85 kN/m corrisponde al valore definito dal costruttore stesso ed è stato valutato per unità di lunghezza del tegolo, e quindi poi applicato su una larghezza di 1.90 m.

Peso degli elementi non strutturali portati (G2)

Finitura a verde della copertura dell'autorimessa

Per il pacchetto di finitura si assume un carico permanente complessivo pari a 6 kN/m^2.

7.1.2. Sovraccarichi variabili (Q_i)

Carico accidentale copertura autorimessa

La copertura dell'autorimessa non è soggetta a carichi da traffico ma per tenere conto dei piccoli mezzi per la manutenzione del verde e di un normale affollamento si stima un sovraccarico accidentale pari a 2 kN/m^2.

Neve (Q2)

Il carico di neve viene valutato mediante l'espressione 3.3.7 delle NTC e qui riportata:

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

dove:

qs =1 kN/ m^2 trattandosi di zona climatica II, a quota a_s = 4.50 m.s.l.m.m.

μ = 0.8 essendo la copertura piana

C_E =1 risultando la topografia normale

C_t =1

$q_s = \mu\, q_{sk}\, C_E\, C_t = 0.8 \times 1 \times 1 \times 1 = 0.8$ kN/m^2

7.2. Azione termica (Q3)

L'azione termica è valutata in base al valore di $\Delta Tu = \pm 15°C$ per strutture in c.a. e c.a.p. esposte secondo il paragrafo 3.5.5 delle NTC.

7.3. Vento (Q4)

L'azione del vento viene valutata mediante l'espressione n.3.3.1 delle NTC.

Zona	Descrizione	vb,0 [m/s]	a0 [m]	ka	[1/s]
7	Liguria	28	1000	0,015	

a_s = 4.50 m.s.l.m.m.
vb = $v_{b,0}$ = 28 m/s per as < a0
La pressione statica equivalente è pari a:

$$p = q_b \, c_e \, c_p \, c_d$$

q_b è la pressione cinetica di riferimento = $\rho * v_b^2/2 = 1.25 * 28^2/2 = 490$ N/m^2
dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3.
c_t è il coefficiente di topografia, posto di regola uguale a 1.
c_e è il coefficiente di esposizione da calcolare tenendo conto della classe di rugosità del terreno, nel caso in esame è D, e della zona (zona 7 Liguria) in base alla tabella qui di seguito riportata:

Categoria di esposizione del sito	k_r	*z0 [m]*	*zmin [m]*
III	0.20	0.10	5

Essendo $z \leq z_{min}$ = 5 m l'espressione di c_e è la seguente:

$$c_e(z) = k_r^2 \, c_t \ln(z/z_0) \, [7 + c_t \ln(z/z_0)]$$

In questo caso l'espressione deve essere calcolata in corrispondenza di z_{min} = 5.0 m e quindi si ottiene:
$c_e(z_{min})$ = 1.708

c_p è il coefficiente di forma pari a +0.8 sopravento e -0.4 sottovento (come indicato nelle Istruzioni per l'applicazione delle NTC)
c_d è il coefficiente dinamico = 1
Pertanto la pressione del vento vale:
$p = 490 * 1.708 * 0.8 * 1 = 669.54$ N/m^2 sopravento
$p = 490 * 1.708 * 0.4 * 1 = 334.77$ N/m^2 sottovento
da cui si ottiene la risultante pari a:
$p = 669.54 + 334.77 = 1004.31$ N/m^2 $= 1.004$ kN/m^2

La struttura dell'autorimessa è quasi completamente protetta dal vento (è quasi completamente interrata); vista anche la scarsa significatività della pressione del vento risultante si ritiene giustificata la semplificazione di trascurare, nell'analisi, questo carico.

7.4. Azione sismica (E)

Le azioni sismiche di progetto sono state definite, in accordo con il § 3.2 delle NTC, a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito e dagli approfondimenti raggiunti con le analisi della risposta sismica locale, riportate nell'elaborato MI010P-PE-G-G-R-1208 Liquefazione e pericolosità sismica.

Nella suddetta relazione, l'azione in questione viene rappresentata mediante uno spettro elastico di progetto che tiene conto delle caratteristiche specifiche di risposta sismica del profilo stratigrafico in sito, in ottemperanza con quanto previsto dalle Norme Tecniche di cui al DM 14/01/2008, paragrafo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche". Quivi si specifica che *ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.* Inoltre, nel par. 3.2.3.2.1 "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali", si asserisce che *per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale.*

In considerazione delle particolari caratteristiche dei terreni di fondazione della piastra multifunzionale di Vado Ligure è stato considerato opportuno determinare la risposta sismica locale sulla base di accelerogrammi, accogliendo così il suggerimento contenuto nel DM 14/01/2008.
A tal fine, si è adottata una modellazione idromeccanica accoppiata (analisi alle tensioni efficaci) applicando in superficie (fondale marino) un carico statico uniformemente distribuito. Il profilo stratigrafico del sottosuolo in sito, in termini di moduli elastici (velocità di propagazione), è stato ricostruito a partire dai risultati delle indagini condotte in sito (prove penetrometriche dinamiche e statiche, dilatometro sismico). Successivamente, sono stati selezionati alcuni accelerogrammi reali con opportune caratteristiche per l'analisi di risposta sismica locale. Con tali accelerogrammi, ed il profilo stratigrafico suddetto, è stato calcolato attraverso analisi non lineari di propagazione monodimensionale (1D) delle onde sismiche il moto del suolo in superficie e, da questo, gli spettri di risposta al livello del fondale. Da questi ultimi è stato ricavato uno spettro di progetto medio rappresentativo da impiegare nelle verifiche di progetto.

Si riporta di seguito la definizione della pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g su suolo di categoria A e di spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_d(T)$, con riferimento ai diversi stati limite definiti, al § 3.2.1 delle NTC, dalle probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R).

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera deve assolvere durante un evento sismico; nel caso in esame, per la funzione che l'opera deve espletare nella corso della sua vita utile, è significativo fare riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio, allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo e allo Stato Limite di Collasso (SLC) per la verifica dei dispositivi di vincolo dinamico.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non

compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Per Stato Limite di Collasso (SLC) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:
$V_R = V_N \cdot C_u$

La vita nominale dell'opera è definita 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.
La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni in accordo con la Tab. 2.4.I delle NTC.

La classe d'uso assunta è la II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. delle NTC.

TAB. 7.1 - VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO CU (TABELLA 2.4.II DELLE NTC)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso è pertanto:

$V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni

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

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

$P_{VR}(SLC) = 5\%$

I periodi di ritorno dell'azione sismica T_R espressi in anni valgono:

$$T_R(SLV) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 475 \text{ anni}$$

$$T_R(SLC) = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)} = 975 \text{ anni}$$

Le forme spettrali sono definite da tre parametri (ag, Fo e Tc*) ricavabili per doppia interpolazione (su T_R e sulla distanza del punto considerato dai 4 nodi più vicini del reticolo di riferimento) dei valori riportati in allegato A delle NTC.

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

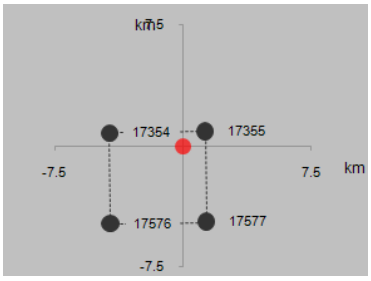
$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

L'opera ricade all'incirca alle coordinate geografiche 8.45°E e 44.27°N. L'interpolazione, condotta tra i punti di griglia ID 17354, 17355, 17577 e 17576, conduce alle seguenti terne di caratteristiche sismiche (a_g, F_0, T^*_c) per i diversi valori di P_{VR}, cui corrispondono i relativi periodi di ritorno T_r:

P_{VR}	T_r	a_g	F_0	T^*_c
10	475	0.058	2.608	0.307
5	975	0.074	2.640	0.325



TAB. 7.2 - LOCALIZZAZIONE DEL PUNTO RAPPRESENTATIVO DEL SITO DI IMPIANTO RISPETTO AI PUNTI DI GRIGLIA RAPPRESENTATIVI ADIACENTI

Si riportano di seguito gli spettri di progetto elastico per le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Collasso ottenuti dalla relazione MI010P-PE-G-G-R-1208. Si rimanda alla medesima relazione per una descrizione più dettagliata dei risultati ottenuti.

TAB. 7.3 - VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$

TAB. 8-1 - VADO LIGURE – NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE –VALORI DI RIFERIMENTO PER LO SPETTRO MEDIO LINEARIZZATO DI PROGETTO PER VALORI DI SMORZAMENTO $\xi = 5\%$.

Tr=475 anni		Tr=975 anni	
T,s	Sa, g	T,s	Sa, g
0.03 (a_{max})	0.15	0.02 (a_{max})	0.200
0.33 (T_B)	0.380	0.38 (T_B)	0.550
0.63 (T_C)	0.380	0.74 (T_C)	0.550
0.70	0.301	0.75	0.534
0.75	0.259	0.75	0.534
0.80	0.225	0.80	0.463
0.90	0.173	0.90	0.358
1.00	0.138	1.00	0.284
1.20	0.092	1.20	0.190
1.40	0.066	1.40	0.135
1.60	0.049	1.60	0.101
1.80	0.038	1.80	0.078
2.00	0.030	2.00	0.062
2.20	0.024	2.20	0.050
2.50	0.018	2.50	0.038
3.00	0.012	3.00	0.025

Si considera la non completa regolarità della struttura secondo la definizione data dalla normativa ai fini della determinazione del fattore di struttura q.

$$q = q_0 K_R$$

La Normativa prescrive per il fattore riduttivo K_R il valore 1 per edifici regolari, 0.8 per edifici non regolari.

Per quanto riguarda il valore di q_0, con riferimento alle tipologie strutturali descritte al punto 7.4.3.1 delle NTC, la struttura, vista la sua particolare geometria, viene assimilata alla tipologia "a pendolo inverso".
In classe di duttilità bassa (CD "B") secondo la tabella 7.4.I il valore di q_0 varrebbe 1.5. Prudenzialmente, viene applicato lo stesso fattore di struttura utilizzato per gli altri tre corpi del fabbricato e quindi

$$q = q_0 K_R = 1.5 * 0.8 = 1.2.$$

Lo schema strutturale, con tegoli prefabbricati di copertura sostenuti da pilastri su platea di fondazione, copre un'area piuttosto estesa; per questo motivo, dal punto di vista strutturale si sono introdotti due giunti di dilatazione di 2 cm si spessore (uno sull'allineamento m e uno sull'allineamento g). In tale modo, si considerano tre strutture indipendenti che non interagiscono tra loro nemmeno nel caso sismico: lo spessore del giunto infatti rispetta ampiamente quanto indicato al § 7.2.2 NTC e cioè il limite Hmax/100 ·ag ·S/0.5g.

7.5. Definizione degli stati limite

7.5.1. Combinazioni agli stati limite ultimi

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

– Combinazione fondamentale (SLU):
$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \ \ldots$

– Combinazione sismica (SIS):
$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots$

7.5.2. Combinazioni agli stati limite di esercizio

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + 0{,}7\ Q_{k2} + 0{,}7\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
$G_1 + G_2 + P + 0{,}5\ Q_{k1} + 0{,}3\ Q_{k2} + 0{,}3\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$
– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
$G_1 + G_2 + P + 0{,}3\ Q_{k1} + 0{,}3\ Q_{k2} + 0{,}3\ Q_{k3} + \ldots\ldots\ldots$

7.5.3. Coefficienti moltiplicativi dei carichi

TAB. 7.4 - VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC)

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

TAB. 7.5 - COEFFICIENTI PARZIALI NELLE VERIFICHE AGLI SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC)

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

[1] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

8. ANALISI DELLA STRUTTURA

8.1. Geometria e carichi - struttura in c.a.

È prevista la realizzazione di un'autorimessa interrata per circa 90 posti auto, con copertura a falda inclinata e organizzata a verde, sostenuta da pilastri e dai muri perimetrali.

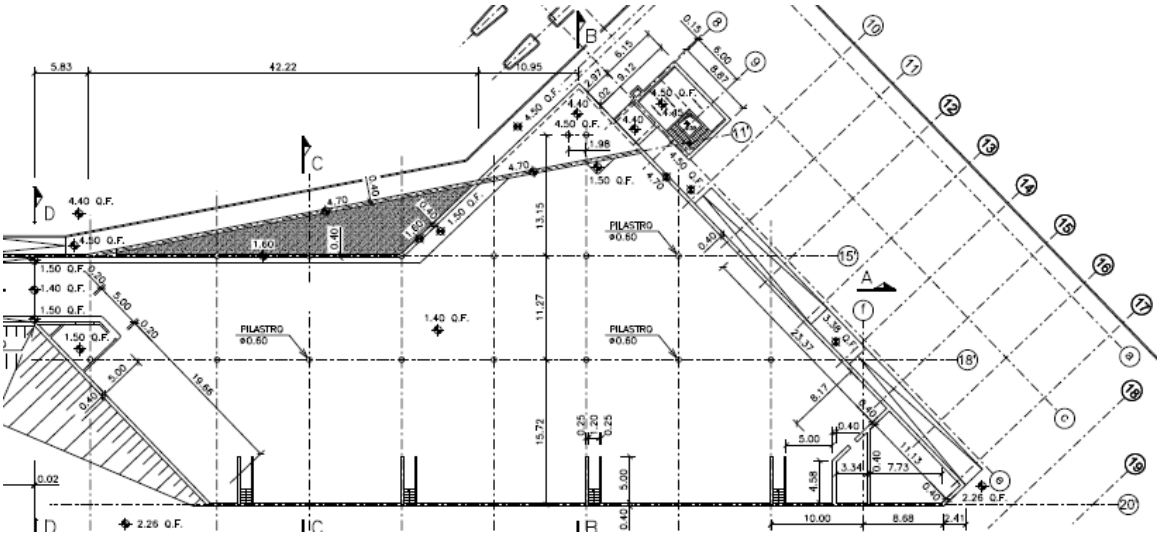


FIG. 8.1 - AUTORIMESSA - PLANIMETRIA

La copertura è realizzata su tegoli prefabbricati in c.a.p. di altezza di 40 cm, più 10 cm di cappa armata di completamento e larghezza 1.90 m.

I pilastri, a sezione circolare di diametro 0.60 m, sono fondati su una platea di fondazione di spessore 50 cm.

L'altezza della sezione dei tegoli prefabbricati di copertura è stata scelta esaminando le tabelle commerciali di ditte produttrici con riferimento ai parametri: luce libera, sovraccarico di utilizzo.
La larghezza del tegolo può essere modificata all'occorrenza intervenendo sulla lunghezza delle ali laterali. Si tratta di tegoli prefabbricati con altezza di 40 cm ed una lar-

ghezza di 1.90 m, corredati di una soletta collaborante con spessore di 10 cm gettata in opera; la luce di calcolo è pari ad L = 15,00 m

8.2. Descrizione del modello

In questo paragrafo si riporta un breve riassunto dell'impostazione del modello della struttura del corpo D, creato con il programma di calcolo Sap 2000.

Tutti i componenti strutturali come travi, pilastri, cordoli sono costituiti da elementi lineari di tipo prismatico "*frames*", collegati fra di loro nei nodi (*joints*) con vincolo interno di continuità.

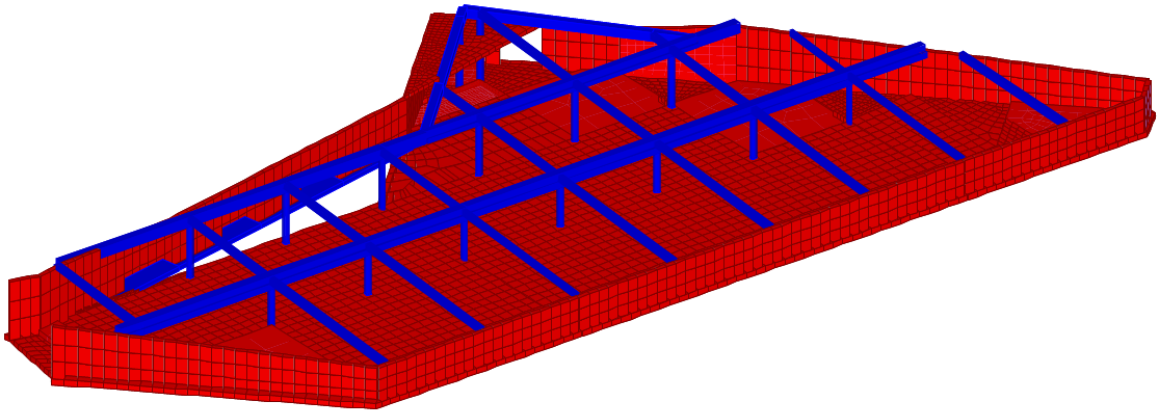


FIG. 8.2 - AUTORIMESSA: MODELLO 3D AGLI ELEMENTI FINITI UTILIZZATO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è stato condotto con riferimento all'ossatura del sistema tenendo in considerazione il contributo irrigidente offerto dal vano scala e dal solaio di copertura.
Per quanto riguarda le masse degli elementi strutturali, quali travi, pilastri, fondazioni, al fine del calcolo dei pesi propri e delle azioni sismiche, esse vengono computate in automatico dal programma di calcolo, assegnando ad ogni elemento la sua sezione ed il materiale CA, che ha le proprietà meccaniche, di massa e peso specifico del cemento armato.

Le masse non strutturali (tamponamenti, solai, carichi permanenti portati, carichi accidentali verticali) ai fini del calcolo sismico vengono inserite nel modello attraverso la definizione degli "*Special Joint*", punti aggiuntivi posizionati nel baricentro delle masse di piano: ovviamente nel caso dell'autorimessa è da considerare solamente il solaio di copertura e i carichi su di esso agenti.

I pesi degli elementi non strutturali, così come le azioni dovute alla neve, vengono implementati come carichi esterni distribuiti o concentrati.
La coazione dovuta alle differenze di temperatura viene schematizzata imponendo un $\Delta T = \pm 15°C$ a tutti gli elementi strutturali ed impostando il modulo di dilatazione termica del calcestruzzo al materiale CA.

Per quanto riguarda i solai, si ipotizza un comportamento di infinita rigidezza nel loro piano e flessibile fuori dal piano; tali caratteristiche si realizzano attraverso l'opzione "*Diaphragm*", un vincolo interno (*Constrains*) assegnato a tutti i nodi di un piano, compreso lo Special Joint che rappresenta le masse sismiche associate ai carichi verticali. Tale vincolo impedisce i movimenti orizzontali relativi fra i nodi dello stesso piano consentendo però allo stesso tempo quelli fuori dal piano.

Per quanto riguarda le fondazioni si ipotizza di avere un suolo con comportamento alla Winkler, modellandolo attraverso l'introduzione di molle elastiche lineari (k = 20000 KN/m^3), reagenti in direzione verticale a sola compressione, sulla superficie della platea di fondazione e al di sotto dei muri di contenimento che circondano il fabbricato.

Come indicato dalla normativa, le non linearità di tipo geometrico possono essere trascurate ai fini del calcolo sismico purché il rapporto ad ogni orizzontamento risulti

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0{,}1$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

dr è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Dal modello utilizzato, nella combinazione sismica delle azioni con sisma agente nella direzione più sfavorevole per il sistema (dir X), si ottengono i seguenti valori del parametro θ:

Per il primo orizzontamento $\theta = \frac{14177 \cdot 0.009}{2070 \cdot 3.1} = 0.02 < 0.1$

a conferma dell'opportunità di trascurare gli effetti del secondo ordine.

8.3. Applicazione dei carichi

Allo scopo di illustrare in modo più esauriente come siano applicati i carichi ai modelli, si allegano nel seguito gli schemi rappresentativi dell'autorimessa per le varie tipologie di carico di tipo statico.

I valori caratteristici delle azioni superficiali vengono riportati all'unità di lunghezza per essere applicati sugli elementi trave corrispondenti, moltiplicandoli per l'area di interesse.

8.3.1. Carichi e sovraccarichi permanenti

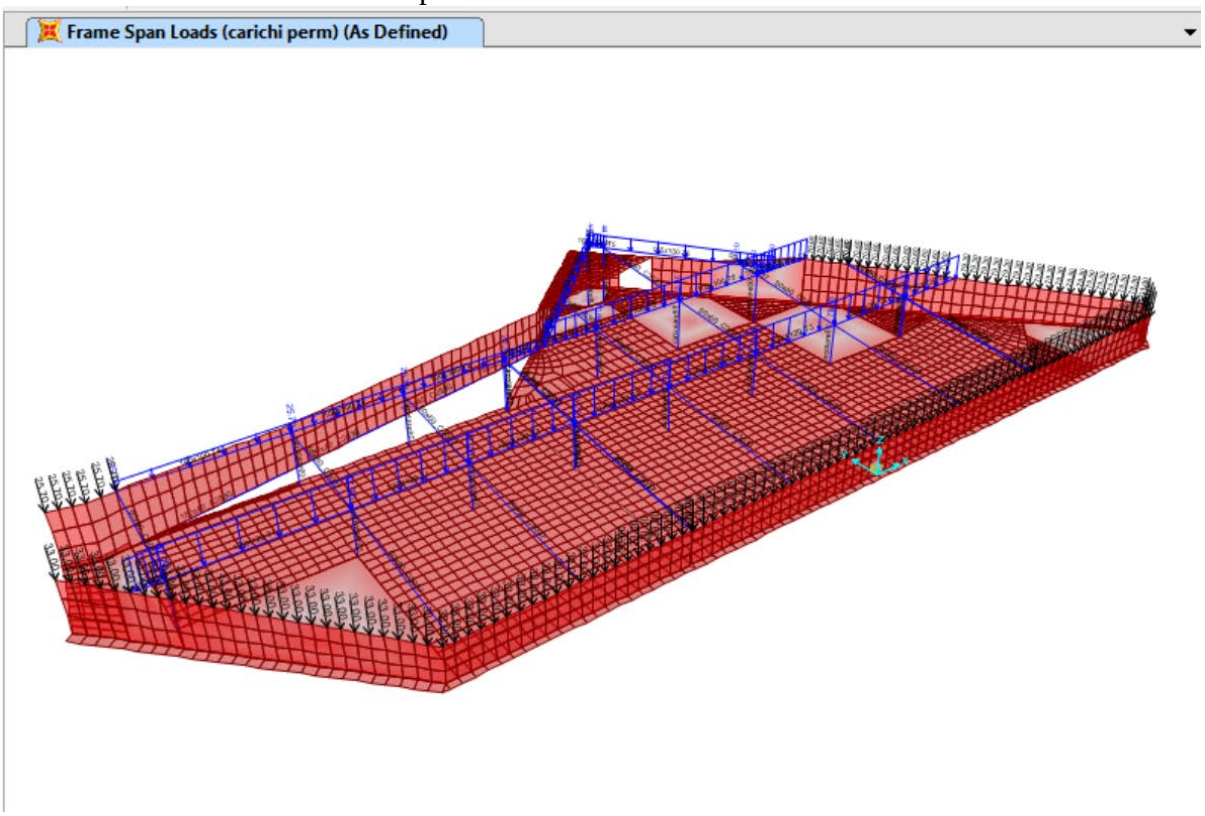


FIG. 8.3 - SCHEMA CARICHI PERMANENTI SU VISTA 3D

Il caso dei carichi permanenti comprende:

- pesi strutturali degli elementi del modello (non visualizzati ma computati in automatico dal programma);
- peso dei tegoli prefabbricati insistenti sulle travi trasversali.

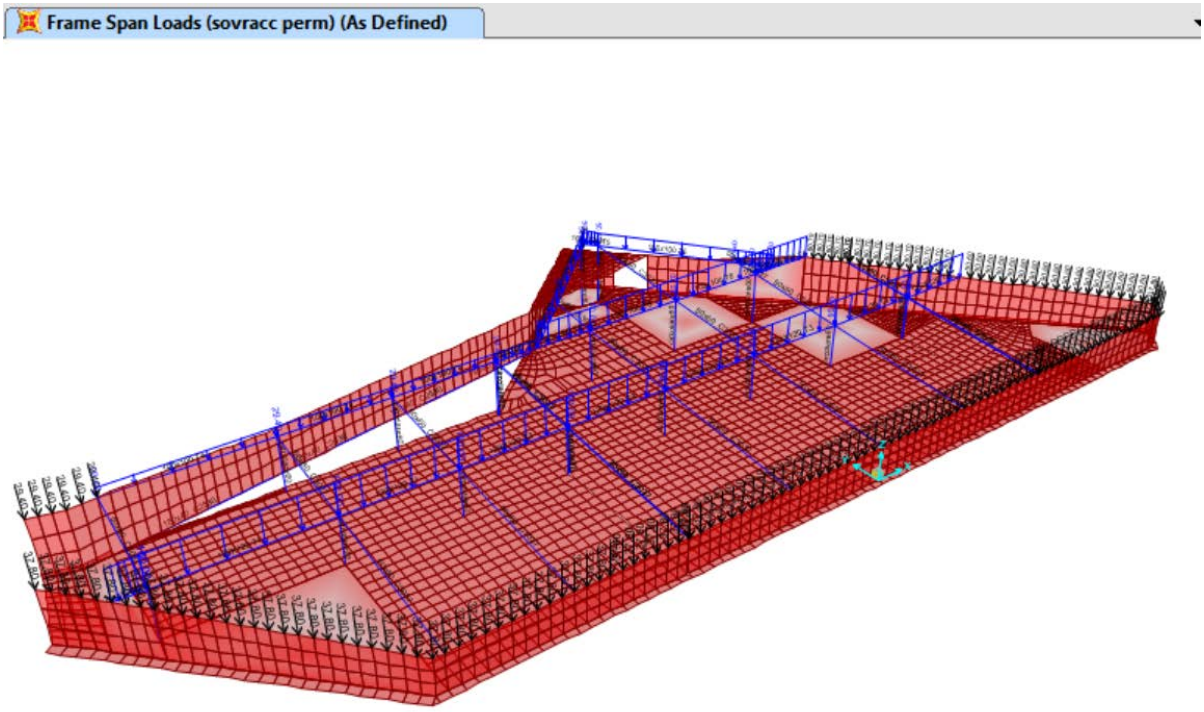


FIG. 8.4 - SCHEMA SOVRACCARICHI PERMANENTI SU VISTA 3D

Il caso dei sovraccarichi permanenti comprende il peso della finitura a verde sull'estradosso dei tegoli.

8.3.2. Neve

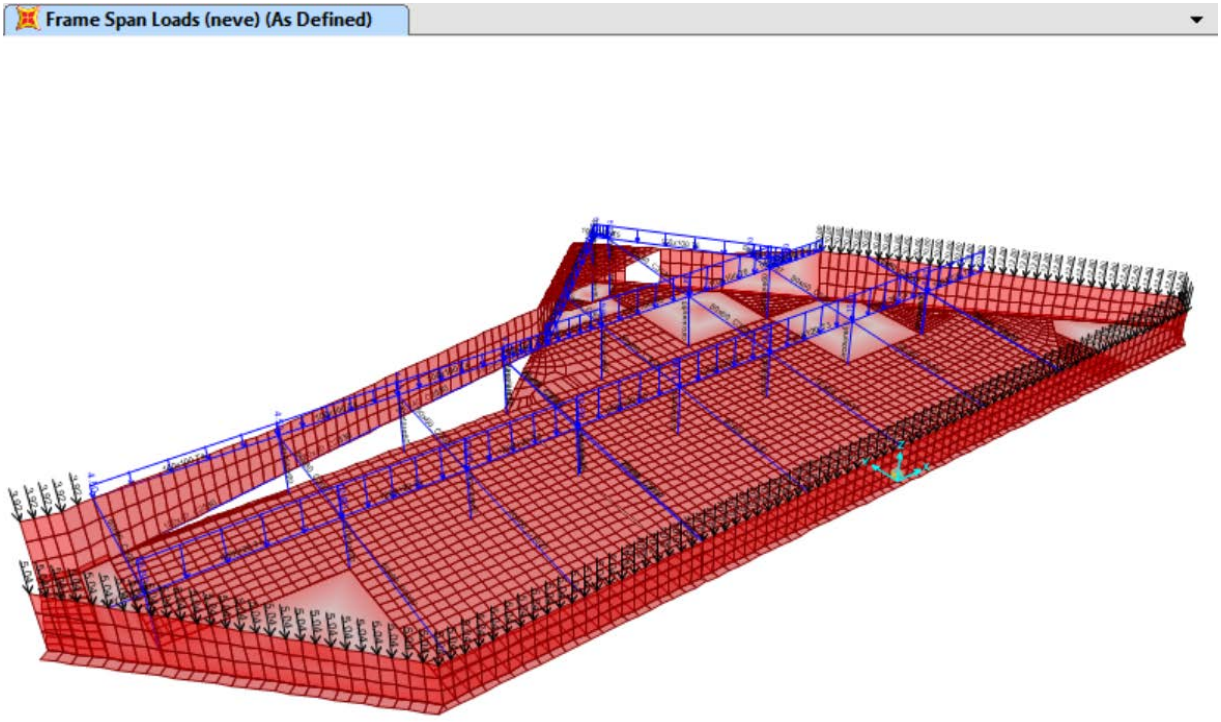


FIG. 8.5 - SCHEMA CARICO NEVE SU VISTA 3D

8.3.3. Schemi di carico per il sovraccarico accidentale

La componente Q_k di sovraccarico accidentale prevista sulla struttura è quella in copertura, consistente in soli 2 kN/m^2. Tale carico risulta poco significativo rispetto ai carichi permanenti dovuti al riempimento, per semplicità, viene applicato in un'unica condizione di carico su tutta la copertura.

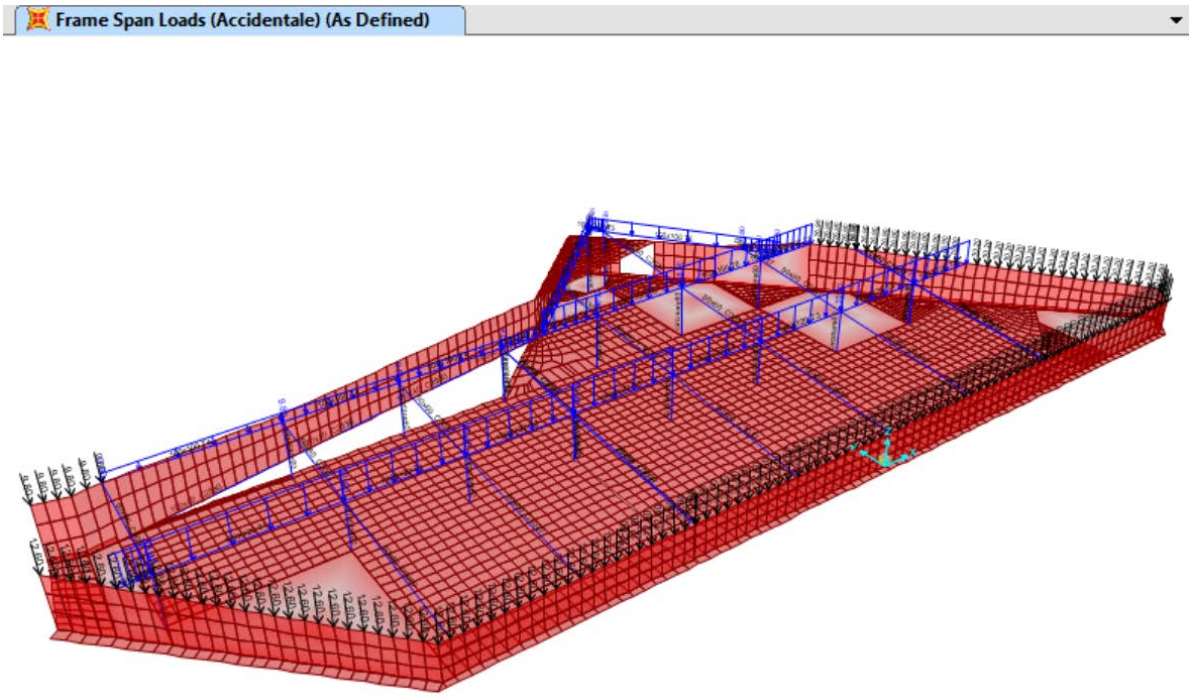


FIG. 8.6 - SCHEMA Q1: SOVRACCARICO ACCIDENTALE

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Verranno effettuate le verifiche delle sezioni delle travi principali, identificate come illustrato nelle seguenti figure:

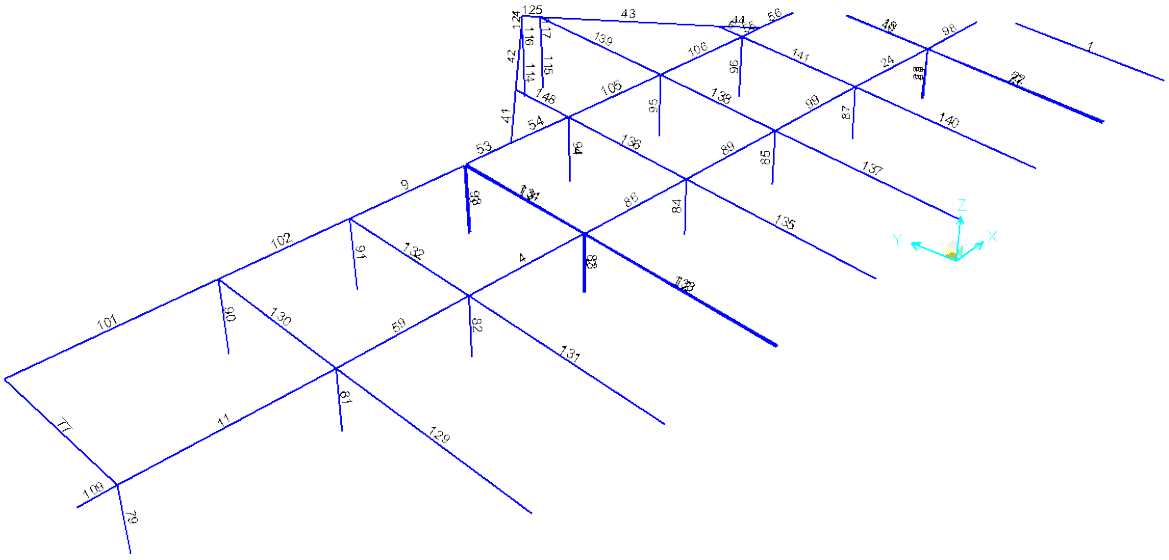


FIG. 8.7 - VISTA 3D DELLA NUMERAZIONE DEI FRAMES

Per ciascuna sezione verranno ricercati ed utilizzati gli schemi di carico che ivi massimizzano le sollecitazioni ai fini della verifica agli stati limite.

8.3.4. Combinazioni di carico

Nella tabella seguente sono indicate le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite ultimi, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

TAB. 8.1 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLU

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	DEAD	carichi perm	sovracc perm	Spinta terre	Accidentale	neve	temperatura -15	temperatura +15	Accidentale muri	qtot
SLU 1	1.30	1.30	1.50	1.00	1.50	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU 2I	1.30	1.30	1.50	1.00	1.50	0.75	0.90	0.00	0.00	1.05
SLU 2II	1.30	1.30	1.50	1.30	1.50	0.75	0.00	0.90	1.05	0.00
SLU 2III	1.30	1.30	1.50	1.30	1.50	0.75	0.90	0.00	1.05	1.05
SLU 3	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00
SLU 3I	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	1.50
SLU 3II	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	0.90	0.00	1.05	1.50
SLU 4	1.30	1.30	1.50	1.30	1.05	0.75	0.90	0.00	1.50	0.00
SLU 4I	1.30	1.30	1.50	1.00	1.05	0.75	0.00	0.90	0.00	1.50
SLU 4II	1.30	1.30	1.50	1.30	1.05	0.75	0.90	0.00	1.50	1.05

Si riporta una selezione dei diagrammi risultanti sui frames che compongono la struttura di sostegno dell'edificio.

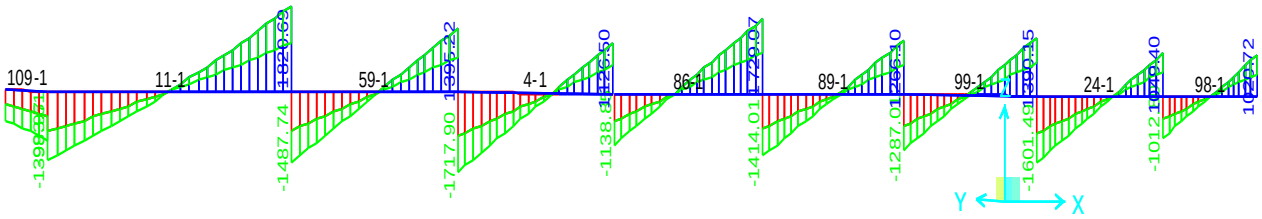


FIG. 8.8 - INVILUPPO ALLO S.L.U. DEI TAGLI SULLE TRAVI DELL'ALLINEAMENTO 18' (EL. 109-11-59-4-86-89-99-24-98)

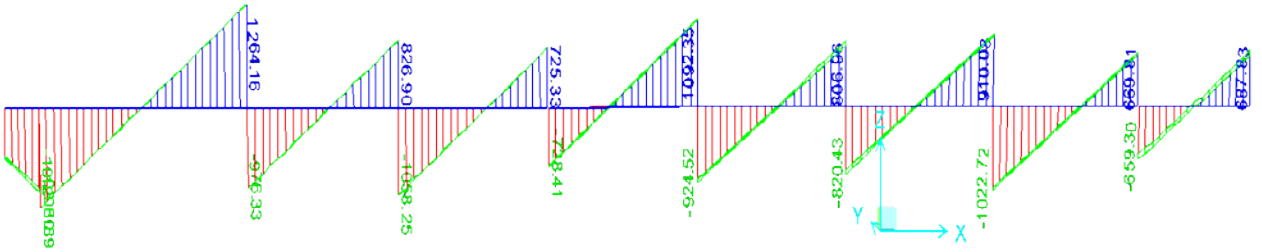


FIG. 8.9 - INVILUPPO ALLO S.L.V. DEI TAGLI SULLE TRAVI DELL'ALLINEAMENTO 18' (EL. 109-11-59-4-86-89-99-24-98)

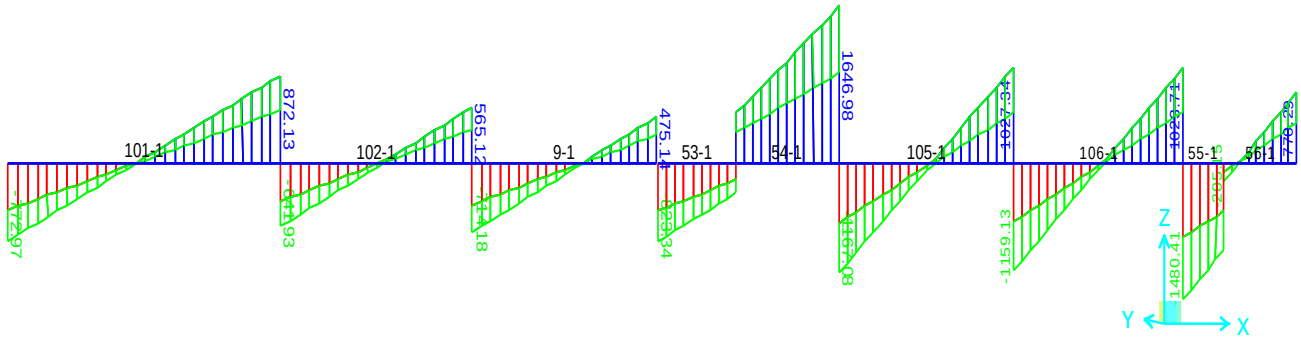


FIG. 8.10 - INVILUPPO ALLO S.L.U. DEI TAGLI SULLE TRAVI DELL'ALLINEAMENTO 15' (EL. 101-102-9-53-54-105-106-55-56)

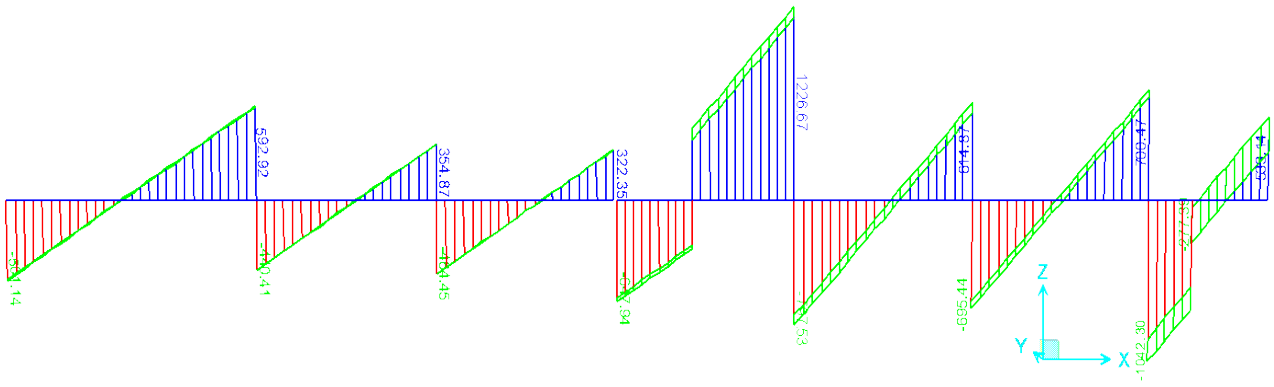


FIG. 8.11 - INVILUPPO ALLO S.L.V. DEI TAGLI SULLE TRAVI DELL'ALLINEAMENTO 15' (EL. 101-102-9-53-54-105-106-55-56)

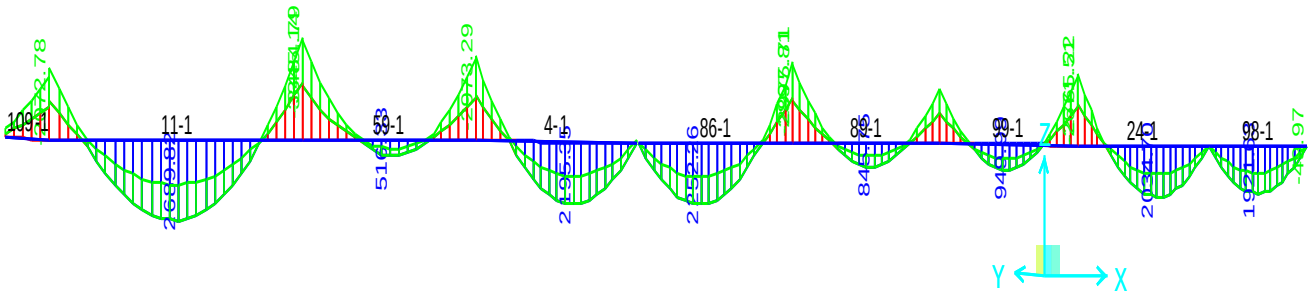


FIG. 8.12 - INVILUPPO ALLO S.L.U. DEI MOMENTI FLETTENTI TAGLI SULLE TRAVI DELL'ALLINEAMENTO 18' (EL. 109-11-59-4-86-89-99-24-98)

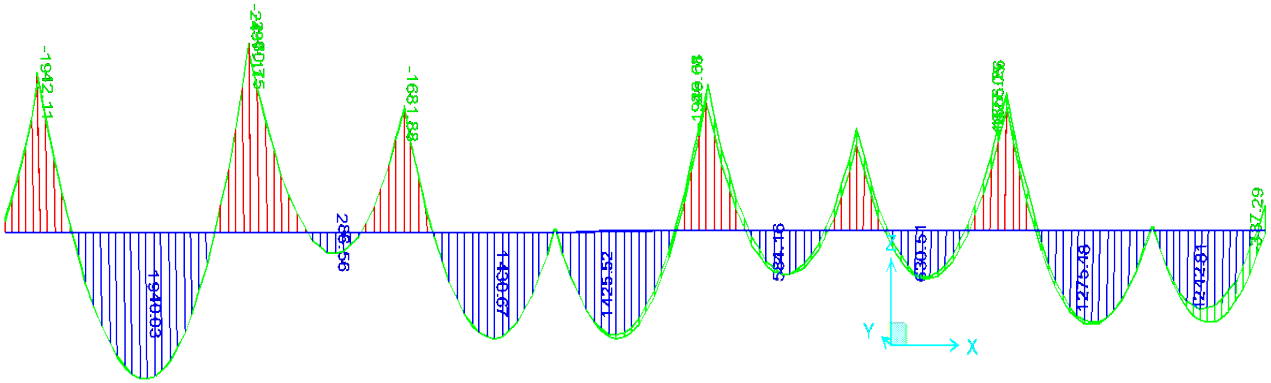


FIG. 8.13 - INVILUPPO ALLO S.L.V. DEI MOMENTI FLETTENTI TAGLI SULLE TRAVI DELL'ALLINEAMENTO 18' (EL. 109-11-59-4-86-89-99-24-98)

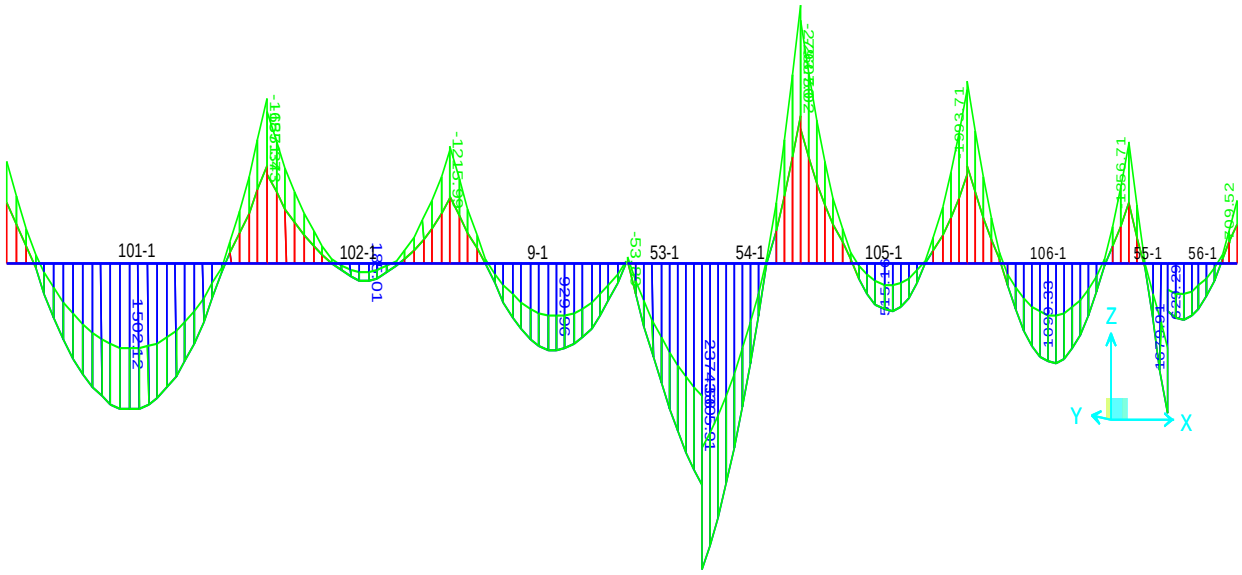


FIG. 8.14 - INVILUPPO ALLO S.L.U. DEI MOMENTI FLETTENTI TAGLI SULLE TRAVI DELL'ALLINEAMENTO 15' (EL. 101-102-9-53-54-105-106-55-56)

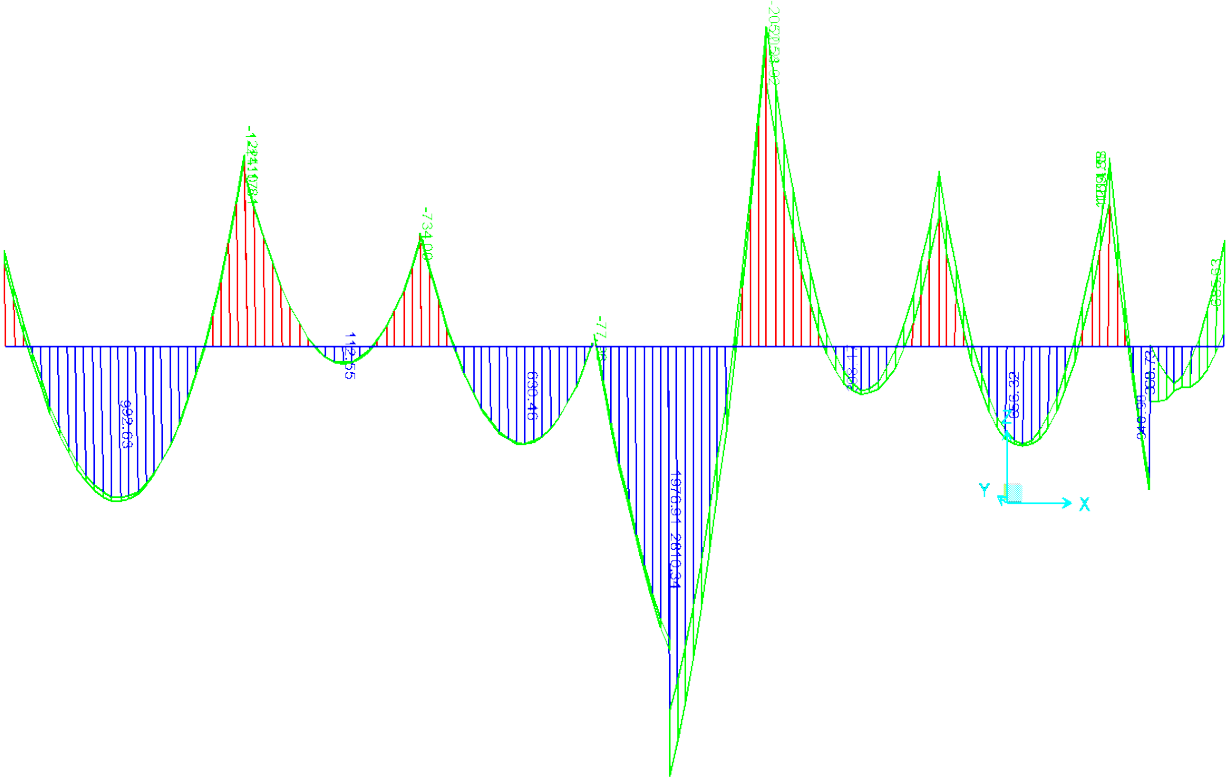


FIG. 8.15 - INVILUPPO ALLO S.L.V. DEI MOMENTI FLETTENTI TAGLI SULLE TRAVI DELL'ALLINEAMENTO 15' (EL. 101-102-9-53-54-105-106-55-56)

Si riportano nel seguito le verifiche degli elementi strutturali principali, nelle sezioni di campata e di appoggio, secondo la numerazione dei frames riportata in precedenza. Si fa presente che nelle verifiche viene trascurata, a favore di semplicità e di sicurezza, l'armatura longitudinale aggiuntiva "di costruzione", di solito eseguita con ferri di diametro inferiore, che può quindi essere soggetta a modifiche in fase di progetto di dettaglio o di realizzazione.

8.4. Verifiche agli stati limite ultimi

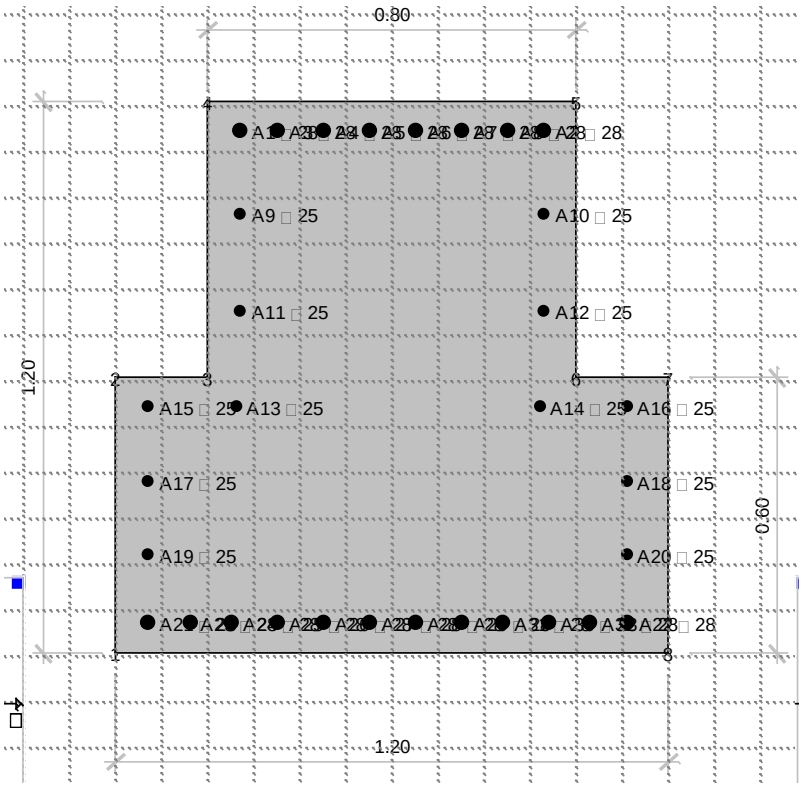
Si riporteranno nel seguito le verifiche degli elementi strutturali principali.

8.4.1. Travi su allineamento 18' - campata frames 11-4-86-24-98

I frames indicati rappresentano le travi vicine ai giunti strutturali; uno dei loro estremi è costituito di fatto da un appoggio, mentre il secondo estremo presenta la continuità della trave con quella\e seguenti e quindi è in grado di sostenere un momento flettente negativo. Per questi motivi tali frames sono quelli che, sulla travata 18', presentano la massima sollecitazione flessionale in campata. Nel seguito si riporta una selezione delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

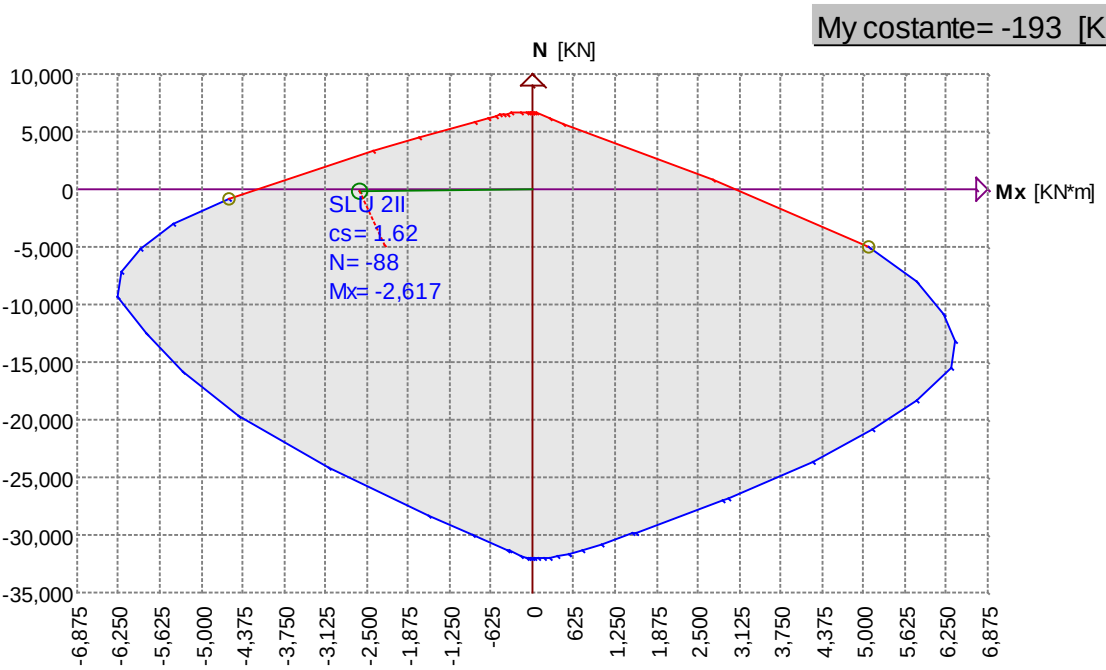
TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
11	6.86	SLU 1	-21.56	32.52	-28.46	102.40	-59.62	2652.78
11	6.86	SLU 2I	51.82	36.98	-6.12	122.41	-16.87	2689.82
11	6.86	SLU 2II	-87.67	27.86	-75.29	67.49	-192.65	2617.24
11	6.86	SLU 2III	59.14	36.89	-30.59	107.84	-106.67	2689.04
11	6.86	SLU 3	73.06	27.25	-36.89	75.06	-148.30	1566.87
11	6.86	SLU 3I	-83.31	18.16	-50.01	52.23	-119.72	1502.21
11	6.86	SLU 3II	70.88	27.21	-29.76	78.33	-123.06	1570.94
11	6.86	SLU 4	62.54	36.27	-37.68	104.09	-133.97	2558.92
11	6.86	SLU 4I	-93.83	27.18	-50.79	81.26	-105.40	2494.26
11	6.86	SLU 4II	62.49	36.16	-37.70	103.77	-134.45	2561.21
11	6.86	SLV_Z	0.01	29.04	1.89	83.28	34.17	1938.01
11	6.86	SLV_Z	0.01	28.24	1.84	76.22	34.06	1936.31
11	6.86	SLV_X	0.01	29.72	1.94	87.03	34.18	1938.12
11	6.86	SLV_X	0.01	27.56	1.80	72.46	34.05	1936.20
11	6.86	SLV_Y	0.01	29.86	1.94	92.70	34.30	1940.03
11	6.86	SLV_Y	0.00	27.42	1.79	66.79	33.93	1934.29



Verifica a flessione

La sezione presenta 12ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ28 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



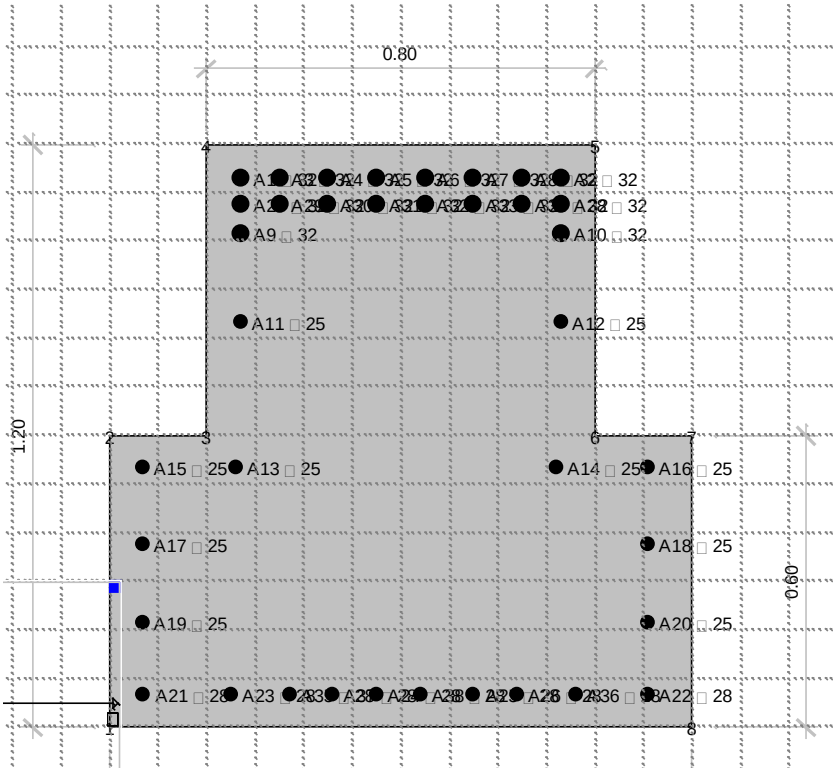
I valori delle sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU-2II, sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.62. La sezione è pertanto verificata.

8.4.2. Travi su allineamento 18' - appoggi intermedi (sui pilastri frames 79, 81, 82, 84, 85, 87)

Gli appoggi intermedi, sopra ai quali è prevista la continuità della trave, presentano rilevanti sollecitazioni di momento negativo. Le massime sollecitazioni derivano dalle combinazioni SLU e si trovano in corrispondenza del pilastro 81.
Nel seguito si riportano le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico in corrispondenza del pilastro 81.

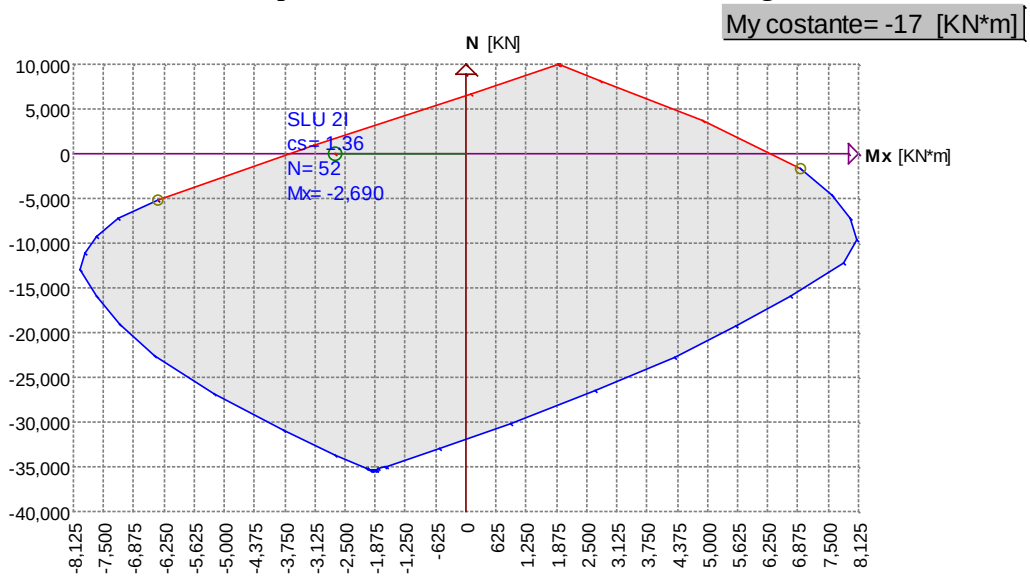
TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
11	13.7	SLU 1	-21.6	1816.2	-28.5	102.4	135.5	-3481.2
11	13.7	SLU 2I	51.8	1820.7	-6.1	122.4	25.1	-3474.7
11	13.7	SLU 2II	-87.7	1811.6	-75.3	67.5	323.6	-3484.8
11	13.7	SLU 2III	59.1	1820.6	-30.6	107.8	103.1	-3474.9
11	13.7	SLU 3	73.1	1038.4	-36.9	75.1	104.6	-1988.6
11	13.7	SLU 3I	-83.3	1029.4	-50.0	52.2	223.1	-1990.9
11	13.7	SLU 3II	70.9	1038.4	-29.8	78.3	81.0	-1984.2
11	13.7	SLU 4	62.5	1729.8	-37.7	104.1	124.4	-3306.4
11	13.7	SLU 4I	-93.8	1720.7	-50.8	81.3	242.9	-3308.7
11	13.7	SLU 4II	62.5	1729.7	-37.7	103.8	124.0	-3303.3
11	13.7	QP	-9.3	1094.5	-32.4	70.6	130.3	-2104.5
11	13.7	FR 1	-10.4	1175.1	-32.5	70.8	132.2	-2256.7
11	13.7	FR 2	31.5	1097.0	-20.0	81.9	69.1	-2102.6
11	13.7	FR 3	-50.0	1091.9	-44.9	59.3	191.4	-2106.4
11	13.7	FR 4	-11.8	1175.2	-27.7	73.3	116.8	-2256.7
11	13.7	SLV_Z	0.0	1263.3	1.9	83.3	21.4	-2488.8
11	13.7	SLV_Z	0.0	1262.5	1.8	76.2	21.2	-2492.5
11	13.7	SLV_X	0.0	1264.0	1.9	87.0	21.7	-2484.2
11	13.7	SLV_X	0.0	1261.9	1.8	72.5	20.9	-2497.1
11	13.7	SLV_Y	0.0	1264.2	1.9	92.7	21.7	-2485.1
11	13.7	SLV_Y	0.0	1261.7	1.8	66.8	21.0	-2496.2



Verifica a flessione

La sezione presenta 10ϕ32 come armatura resistente superiore e 10ϕ28 come armatura resistente inferiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:

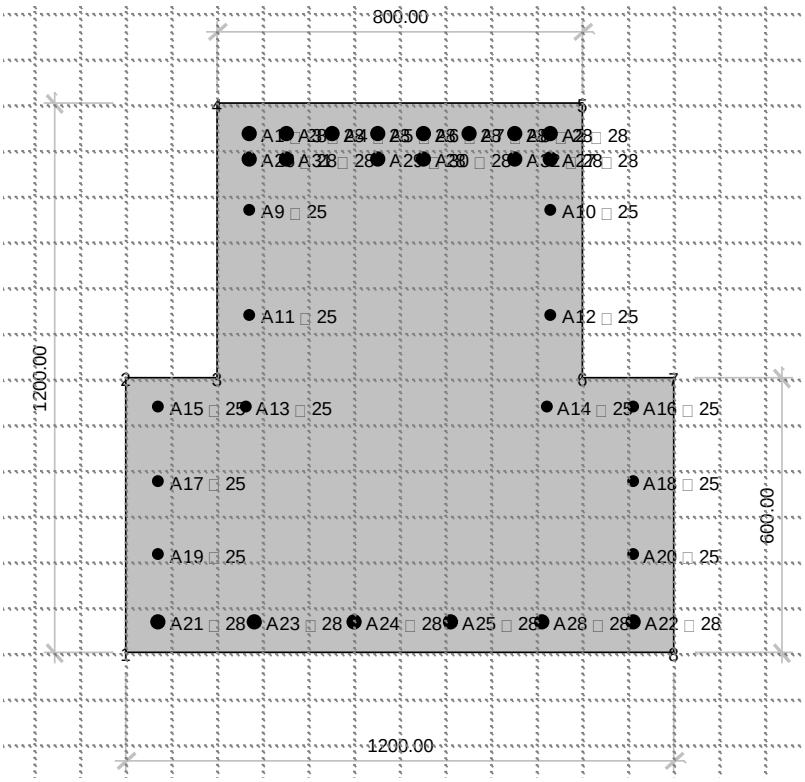


Le sollecitazioni massime, ottenute nella combinazione di calcolo SLU2I, sono interne al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.36. La sezione è pertanto verificata.

In corrispondenza di tutti gli altri pilastri (ad eccezione appunto del pilastro 81) le sollecitazioni di momento negativo nelle travi sono significativamente più basse e quindi per tutti questi incastri si ritiene conveniente utilizzare un'armatura leggermnente ridotta. Si riporta nel seguito una selezione delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di calcolo.

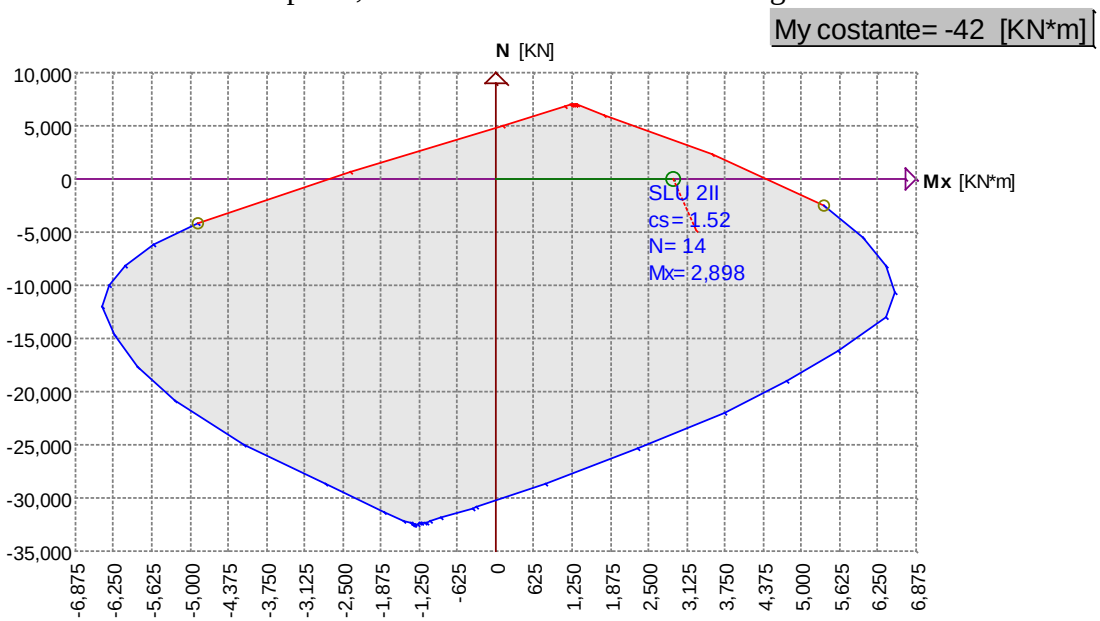
TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
89	0	SLU 1	34.99	-1410.31	-4.72	-26.89	-55.27	-2872.88
89	0	SLU 2I	56.34	-1406.67	-6.92	-32.18	-67.39	-2848.36
89	0	SLU 2II	13.62	-1414.01	-2.69	-19.59	-41.69	-2897.81
89	0	SLU 2III	56.32	-1406.74	-7.14	-30.33	-66.12	-2848.79
89	0	SLU 3	41.38	-791.01	-5.12	-17.16	-41.76	-1593.76
89	0	SLU 3I	-1.32	-798.19	-0.14	-8.21	-17.63	-1642.32
89	0	SLU 3II	41.37	-791.00	-4.86	-17.24	-40.97	-1593.74
89	0	SLU 4	54.60	-1334.91	-7.13	-28.73	-64.23	-2701.44
89	0	SLU 4I	11.91	-1342.10	-2.15	-19.77	-40.10	-2750.00
89	0	SLU 4II	54.60	-1334.91	-7.08	-28.59	-64.04	-2701.43
89	0	SLV_Z	0.00	-895.60	-3.41	-14.40	-25.25	-1793.05
89	0	SLV_Z	0.00	-908.98	-4.28	-44.10	-29.98	-1865.29
89	0	SLV_X	0.00	-885.97	-2.78	6.54	-21.86	-1741.12
89	0	SLV_X	0.00	-918.61	-4.91	-65.04	-33.37	-1917.22
89	0	SLV_Y	0.00	-880.06	-2.39	19.90	-19.77	-1709.26
89	0	SLV_Y	0.00	-924.52	-5.30	-78.40	-35.46	-1949.08



Verifica a flessione

La sezione presenta 14ϕ28 come armatura resistente superiore e 6ϕ28 come armatura resistente inferiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:

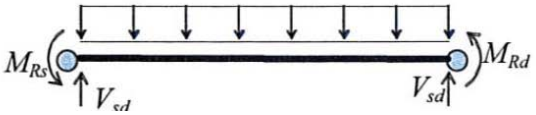


Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo si trova in corrispondenza del pilastro 81, ed è ottenuto nella combinazione di calcolo SLU2I:

V_{sd} = 1820.7 kN.

Ai fini della verifica è necessario inoltre rispettare le prescrizioni relative alle armature minime a taglio nelle zone critiche (§ 7.4.6.2.1) nonché i criteri della gerarchia delle resistenze. Per le staffe vengono utilizzate armature ϕ12. In questo caso, vista la geometria della sezione e le armature longitudinali e trasversali, risulta prescritto un passo massimo delle staffe chiuse in zona critica pari a 22.4 cm. Saranno utilizzate staffe chiuse ϕ12/20 cm. Inoltre saranno sempre presenti nella sezione altre due braccia ϕ12/20, quindi si ottiene complessivamente per il calcolo una armatura a taglio pari a 4 ϕ12/20 cm.
Tale staffatura garantisce un Vrd pari a 2250.4 kN, superiore anche a quello richiesto per il criterio di gerarchia delle resistenze e cioè:



$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rs} + M_{Rd}}{l} \pm \frac{(G_k + [0.3\ Q_k])l}{2}$$

Risulta Vsd =1.0*(4181+6345)/13.7 + 1544.7 = 2245.6 kN < 2250.4 kN = Vrd.

Sezione			Staffe a taglio					
b =	80	cm	ϕ_1 =	12	mm	A_{st} =	4.52	cm^2/passo
h =	120	cm	Passo =	20.0	cm	Ast =	22.62	cm^2/m
c =	7.0	cm	Bracci =	4.00		$A_{st,min}$ =	12.00	cm^2/m
d =	113.0	cm						
Materiali			**Ferri piegati a taglio**					
R_{ck} =	45	MPa	n° =	0				
f_{yk} =	450	MPa	Passo =	100	cm	A_{fp}	0.00	cm^2/passo
			ϕ_2 =	0	mm	A_{fp}	0.00	cm^2/m
			α =	45	°			
Sollecitazioni SLU			**Armatura longitudinale a flessione**					
V_{sdu} =	2245.60	kN	n°	ϕ	As	Armature compresse		
N_{sd} =		KN	8	28	49.26			
			0	0	0.00	$A_{sl,sup}$	49.26	cm^2
T_{sdu} =	0.00	kNm	n°	ϕ	As'	Armature tese		
Tipo di sezione			18	28	110.84			
trave			0	0	0.00	$A_{sl,inf}$	110.84	cm^2

NTC 2008 - TAGLIO					
γ_c =	1.50		γ_s =	1.15	
f_{ck} =	37.35	MPa	f_{ywd} =	391.30	MPa
f_{cd} =	21.17	MPa	σ_{cp} =	0.00	MPa
f'_{cd} =	10.58	MPa	α_c =	1.000	
A_{st} =	22.62	cm^2/m	**ok**		
$A_{st,min}$ =	12.00	cm^2/m			
Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO					
k =	1.421				
ρ_l =	0.012				
V_{Rd1} =	551.38	kN	Necessita armatura a taglio		
Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO					
ctgθ =	1 (45°)		ctgθ =	2,5 (21,8°)	
V_{Rsd} =	900.2	kN	V_{Rsd} =	2250.4	kN
V_{Rcd} =	4305.0	kN	V_{Rcd} =	2968.9	kN
ctgθ (di calcolo) =	2.93		θ =	18.9	°
ctgθ (assunto) =	**2.500**				
V_{Rsd} Staffe =	2250	kN	**ok**		
V_{Rsd} Piegati =	0	kN			
V_{Rsd} =	2250.4	kN			
V_{Rcd} =	2968.9	kN			
Vrdu =	**2250.4**	kN	**ok**		

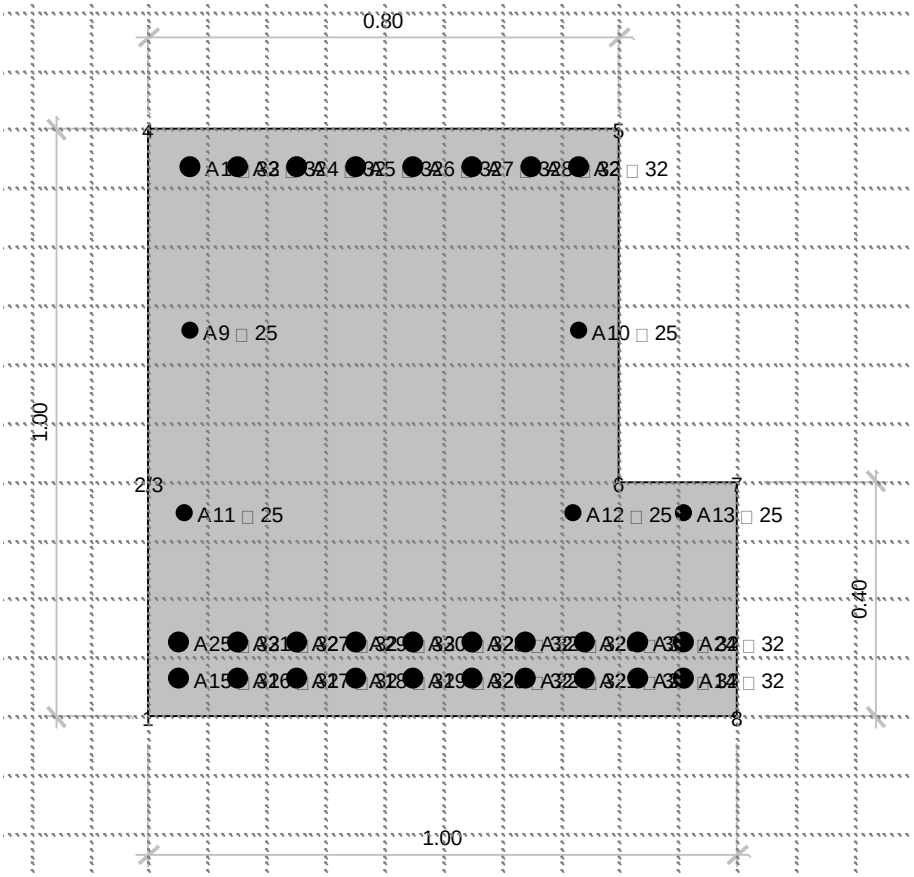
8.4.3. Travi su allineamento 15' - campata frames 53-54

I frames indicati rappresentano la trave maggiormente sollecitata in campata per effetto della intersezione con la trave obliqua (frame 41) Nel seguito si riportano le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

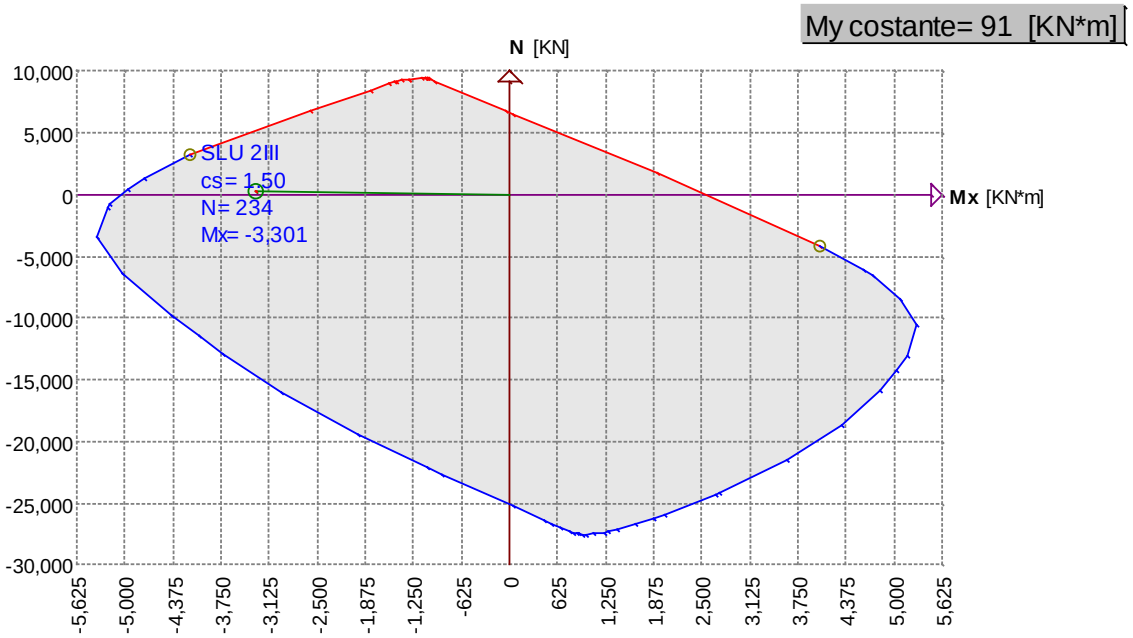
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
54	0	SLU 1	225.7	511.6	21.1	314.0	98.8	3290.7
54	0	SLU 2I	218.9	519.7	20.8	315.9	99.1	3305.9
54	0	SLU 2II	248.3	501.4	19.0	313.5	89.4	3270.0
54	0	SLU 2III	233.7	517.8	18.4	317.7	90.8	3300.7
54	0	SLU 3	152.5	333.8	8.2	198.0	45.3	2018.3
54	0	SLU 3I	150.7	319.2	11.0	190.8	52.5	1993.9
54	0	SLU 3II	150.0	334.0	8.4	197.0	46.3	2019.7
54	0	SLU 4	227.6	501.7	17.1	306.5	84.7	3168.5

54	0	SLU 4I	225.8	487.2	19.9	299.3	91.9	3144.1
54	0	SLU 4II	228.6	501.6	16.9	306.2	83.9	3168.2
54	0	SLV_Z	-0.2	434.8	47.8	243.1	175.9	2678.4
54	0	SLV_Z	-0.2	401.8	45.8	195.0	165.9	2504.8
54	0	SLV_X	-0.2	443.4	48.3	267.2	179.5	2743.2
54	0	SLV_X	-0.2	393.2	45.3	170.9	162.2	2440.0
54	0	SLV_Y	-0.2	454.5	48.9	288.2	183.4	2810.3
54	0	SLV_Y	-0.2	382.1	44.7	150.0	158.4	2372.8



Verifica a flessione

La sezione presenta 8ϕ32 come armatura resistente superiore e 20ϕ32 come armatura resistente inferiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le sollecitazioni massime sono interne al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.50. La sezione è pertanto verificata.

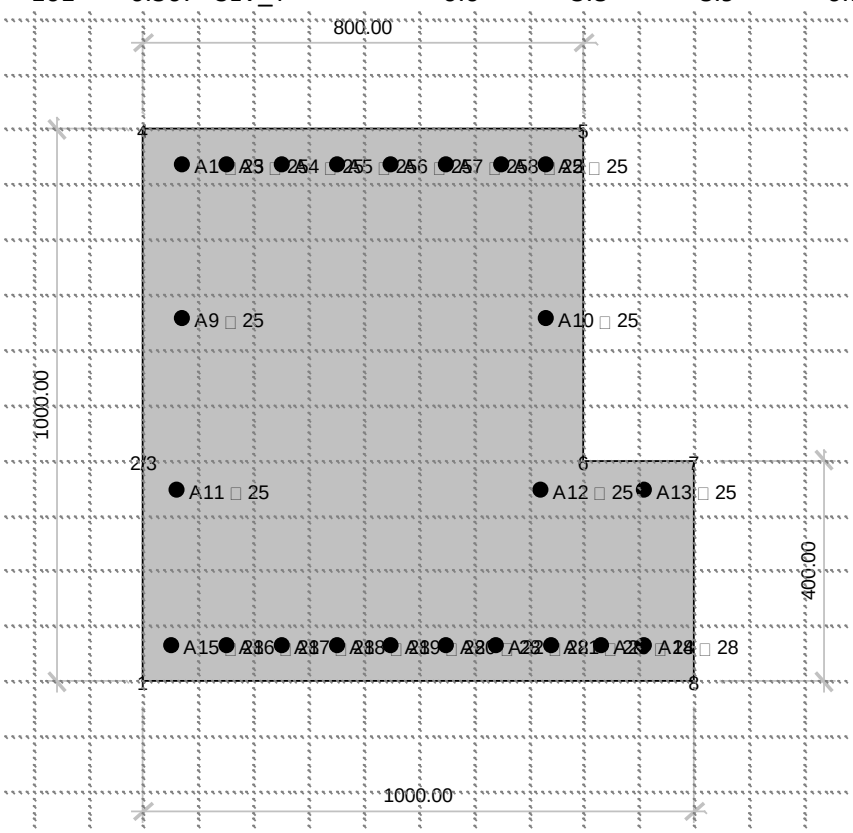
8.4.4. Travi su allineamento 15' - campata frames 101-9

Nel seguito si riporta una selezione delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

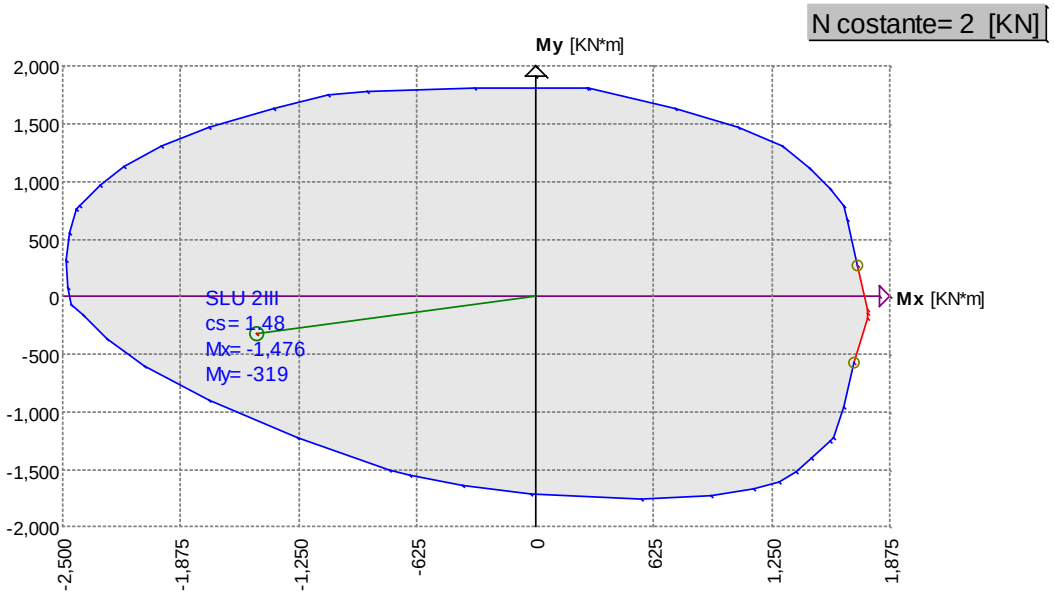
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
101	6.367	SLU 1	-27.7	-4.7	-40.9	18.2	-116.1	1498.9
101	6.367	SLU 2I	8.9	-6.4	-41.8	25.9	-141.3	1502.1
101	6.367	SLU 2II	-71.5	-9.9	-84.5	38.6	-269.2	1469.6
101	6.367	SLU 2III	1.7	-13.0	-86.2	54.0	-319.2	1476.2
101	6.367	SLU 3	7.0	-14.5	-100.6	66.0	-396.5	881.7
101	6.367	SLU 3I	-56.6	-3.6	-41.9	14.3	-118.1	908.6
101	6.367	SLU 3II	9.3	-13.0	-87.8	57.9	-345.3	889.2
101	6.367	SLU 4	0.0	-14.5	-99.1	62.2	-372.9	1412.5
101	6.367	SLU 4I	-63.5	-3.6	-40.4	10.5	-94.5	1439.4
101	6.367	SLU 4II	0.1	-14.8	-99.3	62.1	-373.5	1412.5
101	6.367	SLV_Z	0.0	7.9	9.8	8.4	78.6	984.4

101	6.367	SLV_Z	0.0	6.2	9.4	7.5	77.5	979.3
101	6.367	SLV_X	0.0	10.6	10.4	9.5	80.3	992.6
101	6.367	SLV_X	0.0	3.5	8.9	6.3	75.8	971.0
101	6.367	SLV_Y	0.0	10.4	10.3	9.8	80.1	991.5
101	6.367	SLV_Y	0.0	3.8	8.9	6.1	76.0	972.1



Verifica a flessione

La sezione presenta 10ϕ28 come armatura resistente inferiore e 8ϕ25 come armatura resistente superiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:

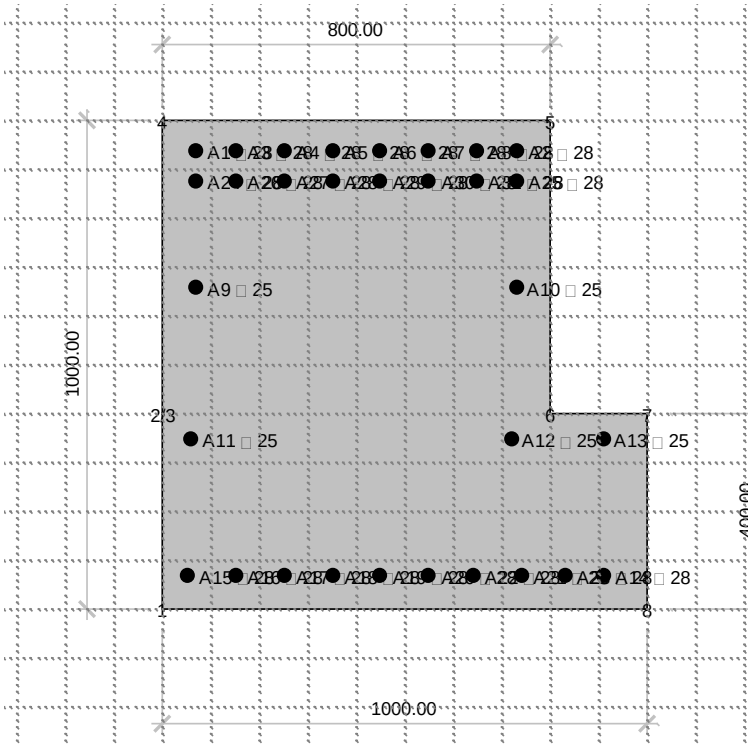


8.4.1. Travi su allineamento 15' - incastro su p 90, 91

Nel seguito si riporta una selezione delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

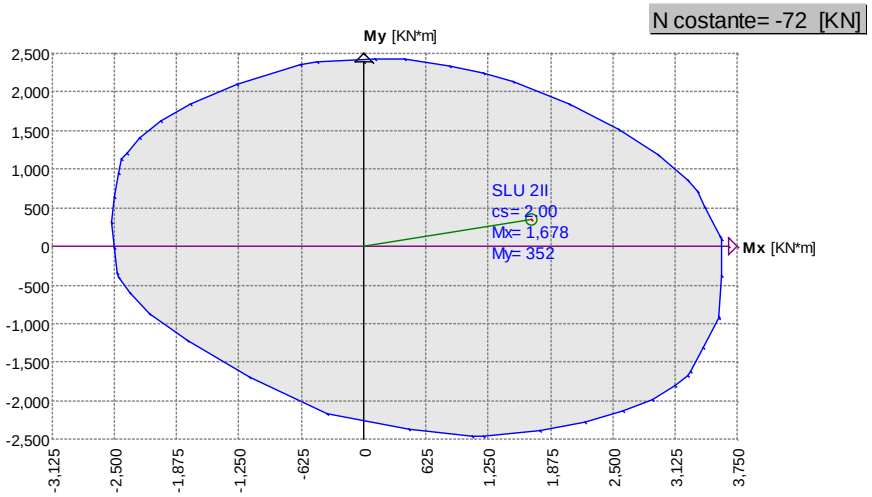
TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
101	13.71	SLU 1	-27.69	872.13	-40.88	18.24	184.27	-1687.34
101	13.71	SLU 2I	8.93	870.42	-41.77	25.90	165.52	-1671.46
101	13.71	SLU 2II	-71.53	866.92	-84.54	38.55	351.79	-1678.25
101	13.71	SLU 2III	1.66	863.79	-86.18	53.97	313.90	-1648.74
101	13.71	SLU 3	6.96	524.60	-100.64	66.01	342.86	-991.89
101	13.71	SLU 3I	-56.61	535.53	-41.88	14.31	189.55	-1045.28
101	13.71	SLU 3II	9.26	526.08	-87.79	57.91	299.66	-995.26
101	13.71	SLU 4	0.03	829.95	-99.14	62.22	355.44	-1582.79
101	13.71	SLU 4I	-63.54	840.88	-40.38	10.53	202.13	-1636.18
101	13.71	SLU 4II	0.07	829.65	-99.28	62.12	355.83	-1580.57
101	13.71	SLV_Z	0.04	590.25	9.79	8.43	8.23	-1205.18
101	13.71	SLV_Z	0.04	588.52	9.43	7.45	6.63	-1212.82
101	13.71	SLV_X	0.04	592.92	10.35	9.54	10.60	-1193.84
101	13.71	SLV_X	0.04	585.85	8.87	6.34	4.27	-1224.17
101	13.71	SLV_Y	0.04	592.69	10.30	9.76	10.48	-1194.42
101	13.71	SLV_Y	0.04	586.08	8.92	6.13	4.39	-1223.58



Verifica a flessione

La sezione presenta 16ϕ28 come armatura resistente superiore e 10ϕ28 come armatura resistente inferiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:

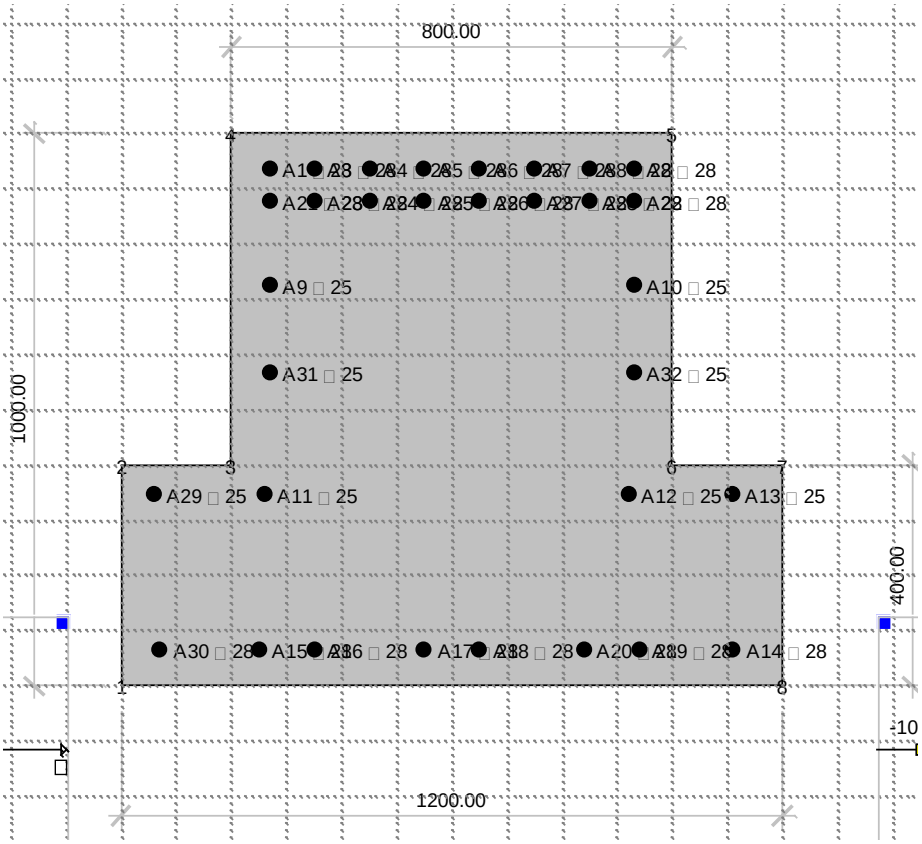


8.4.2. Travi su allineamento 15' - incastro su p 94, 95, 96

Nel seguito si riporta una selezione delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

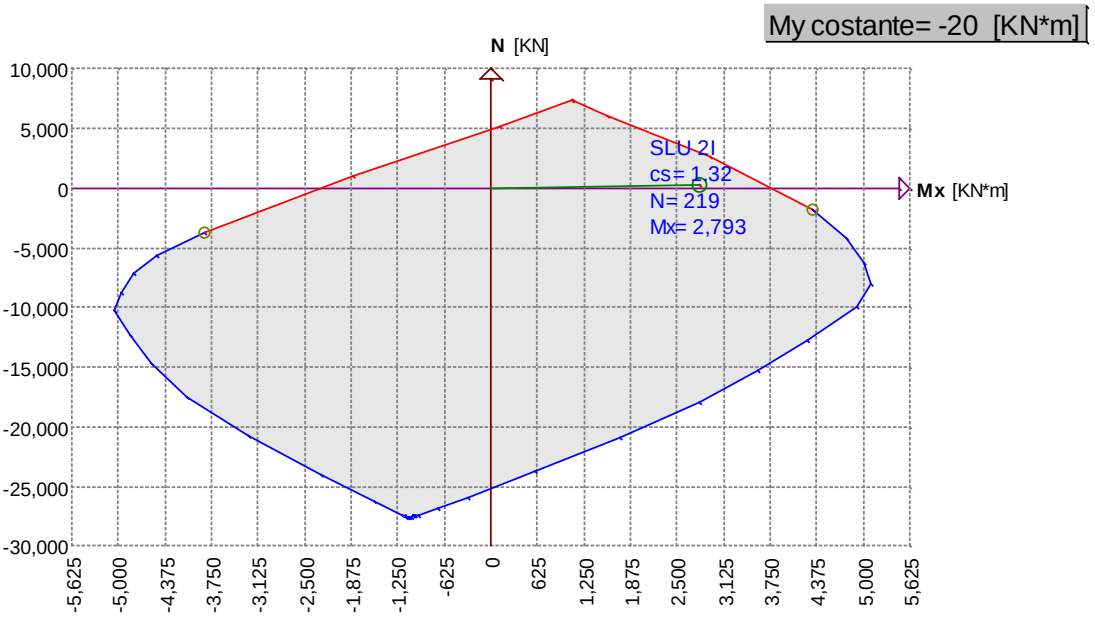
TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
54	5.73	SLU 1	225.67	1638.85	21.12	313.96	-22.18	-2762.13
54	5.73	SLU 2I	218.88	1646.98	20.75	315.92	-19.79	-2793.50
54	5.73	SLU 2II	248.25	1628.66	18.96	313.54	-19.14	-2724.49
54	5.73	SLU 2III	233.69	1645.11	18.45	317.71	-14.90	-2787.99
54	5.73	SLU 3	152.54	960.23	8.24	198.00	-1.85	-1636.22
54	5.73	SLU 3I	150.71	945.68	11.00	190.78	-10.55	-1577.32
54	5.73	SLU 3II	149.97	960.44	8.43	197.01	-1.96	-1636.07
54	5.73	SLU 4	227.58	1567.70	17.10	306.48	-13.20	-2660.09
54	5.73	SLU 4I	225.75	1553.15	19.86	299.25	-21.89	-2601.19
54	5.73	SLU 4II	228.57	1567.51	16.86	306.22	-12.66	-2659.33
54	5.73	SLV_Z	-0.16	1206.93	47.76	243.09	-96.12	-1997.14
54	5.73	SLV_Z	-0.17	1173.98	45.84	195.03	-98.19	-2033.08
54	5.73	SLV_X	-0.16	1215.58	48.26	267.22	-95.12	-1979.03
54	5.73	SLV_X	-0.17	1165.34	45.34	170.90	-99.19	-2051.19
54	5.73	SLV_Y	-0.16	1226.67	48.91	288.16	-95.08	-1977.98
54	5.73	SLV_Y	-0.17	1154.24	44.69	149.96	-99.24	-2052.23



Verifica a flessione

La sezione presenta 16ϕ28 come armatura resistente superiore e 8ϕ28 come armatura resistente inferiore. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Verifiche a taglio-torsione

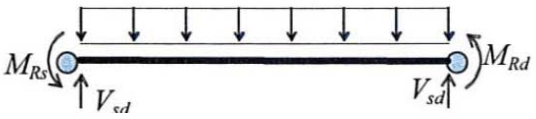
Il valore del taglio massimo nell'appoggio, ottenuto nella combinazione di calcolo SLU2I, è:

V_{sd} = 1647 kN

Ai fini della verifica è necessario inoltre rispettare le prescrizioni relative alle armature minime a taglio nelle zone critiche (§ 7.4.6.2.1) nonché i criteri della gerarchia delle resistenze. Per le staffe vengono utilizzate armature ϕ12. In questo caso, vista la geometria della sezione e le armature longitudinali e trasversali, risulta prescritto un passo minimo delle staffe in zona critica pari a 22.4 cm.

Si dispondono staffe rettangolari chiuse (staffe di contenimento) ϕ12/20 cm in tutta la trave. Inoltre, si dispongono almeno altri due bracci ϕ12/20 interni alla sezione.

Tale staffatura garantisce un Vrd pari a 1852.1 kN, superiore anche a quello richiesto per il criterio di gerarchia delle resistenze e cioè:



$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rs} + M_{Rd}}{l} \pm \frac{(G_k + [0.3\ Q_k])l}{2}$$

Risulta Vsd =1.0*(2285+3771)/10 + 1127.5 = 1733.1 kN < 1852 kN = Vrd.

Si riporta nel seguito il calcolo della resistenza a taglio:

Sezione				Staffe a taglio					
b =	80	cm		ϕ_1 =	12	mm	A_{st} =	4.52	cm^2/passo
h =	100	cm		Passo =	20.0	cm	Ast =	22.62	cm^2/m
c =	7.0	cm		Bracci =	4.00		$A_{st,min}$ =	12.00	cm^2/m
d =	93.0	cm							
Materiali				**Ferri piegati a taglio**					
R_{ck} =	45	MPa		n° =	0				
f_{yk} =	450	MPa		Passo =	100	cm	A_{fp}	0.00	cm^2/passo
				ϕ_2 =	0	mm	A_{fp}	0.00	cm^2/m
				α =	45	°			
Sollecitazioni SLU				**Armatura longitudinale a flessione**					
V_{sdu} =	1647.00	kN		n°	ϕ	As	Armature compresse		
N_{sd} =		KN		8	28	49.26			
				0	0	0.00	$A_{sl,sup}$	49.26	cm^2
T_{sdu} =	0.00	kNm		n°	ϕ	As'	Armature tese		
Tipo di sezione				18	28	110.84			
trave				0	0	0.00	$A_{sl,inf}$	110.84	cm^2

NTC 2008 - TAGLIO					
γ_c =	1.50		γ_s =	1.15	
f_{ck} =	37.35	MPa	f_{ywd} =	391.30	MPa
f_{cd} =	21.17	MPa	σ_{cp} =	0.00	MPa
f'_{cd} =	10.58	MPa	α_c =	1.000	
A_{st} =	22.62	cm^2/m	**ok**		
$A_{st,min}$ =	12.00	cm^2/m			
Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO					
k =	1.464				
ρ_l =	0.015				
V_{Rd1} =	498.90	kN	**Necessita armatura a taglio**		
Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO					
ctgθ =	1 (45°)		ctgθ =	2,5 (21,8°)	
V_{Rsd} =	740.8	kN	V_{Rsd} =	1852.1	kN
V_{Rcd} =	3543.0	kN	V_{Rcd} =	2443.5	kN
ctgθ (di calcolo) =	2.93		θ =	18.9	°
ctgθ (assunto) =	**2.500**				
V_{Rsd} Staffe =	1852	kN	**ok**		
V_{Rsd} Piegati =	0	kN			
V_{Rsd} =	1852.1	kN			
V_{Rcd} =	2443.5	kN			
Vrdu =	**1852.1**	kN	**ok**		

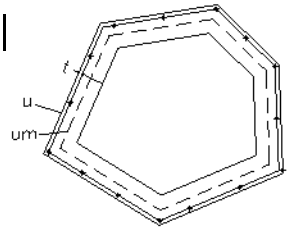
La torsione concomitante al taglio verificato, risultante dalla combinazione SLU2I, è pari a 315.92 kN. Essa deriva dalla congruenza del modello iperstatico: in ogni caso si stabilisce di disporre un'armatura opportuna in modo da migliorare il comportamento nei confronti di tale sollecitazione (visto che su tale trave si innesta, in campata, la trave 41). Soltanto ai fini della resistenza a torsione si considerano staffe ϕ12/60 cm chiuse aggiuntive rispetto a quelle a passo 20 inserite per la sola resistenza a taglio. Questo significa in pratica prevedere, nelle zone critiche, la staffatura chiusa con passo 10 cm anziché con passo 20 cm.

Verifica a torsione

Staffe a torsione		
ϕ_1	**12**	mm
Passo	**20**	cm
Bracci	**2.0**	
Ast	2.26	cm^2/passo
Ast	11.31	cm^2/m

Armatura long a torsione		
n°	ϕ	As
2	**25**	9.82
n°	ϕ	As'
2	**25**	9.82
$A_{sl,sup}$	9.82	cm^2
$A_{sl,inf}$	9.82	cm^2

NTC 2008 - TORSIONE



TORSIONE +TAGLIO

t	(cm)	40
u	(cm)	360
u_m	(cm)	200
a_l	(cm)	0.098
a_s	(cm)	0.113
cot θ (di calcolo)		0.932
cot θ (assunto)		**0.932**
θ	(°)	**47.0**
T_{Rcd}	(kNm)	1014
T_{Rsd}	(kNm)	758.68
T_{Rld}	(kNm)	758.68
T_{Rd}	(kNm)	**758.68**
V_{sd}	(kN)	1647.0
V_{Rcd}	(kN)	2417.2
Crisi CLS positiva		0.99

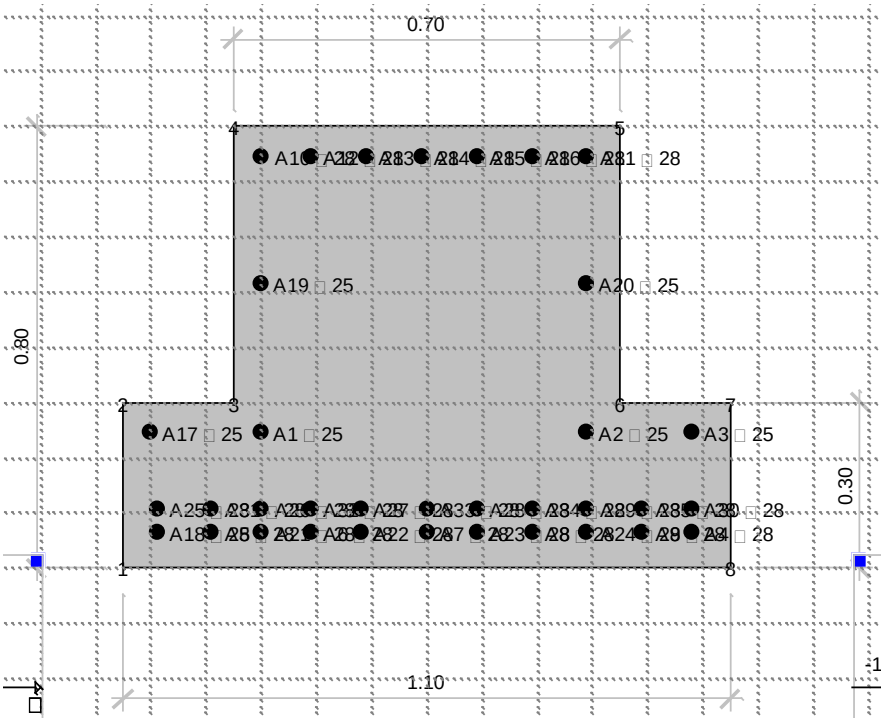
8.4.3. Travi 41-42-124-125-43-44 - Verifiche a momento flettente positivo

Il massimo momento flettente viene riscontrato nella campata del frame n° 43, nella combinazione SLU2I.

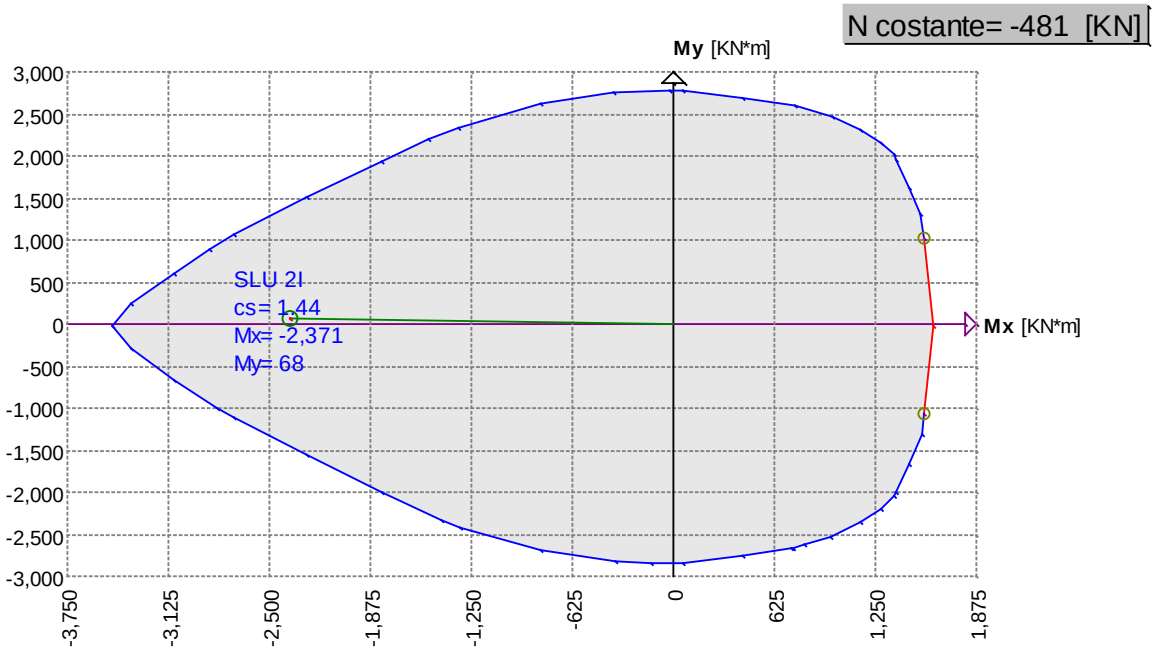
Nel seguito si riportano le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
43	8.72	SLU 1	-598.50	46.92	-3.82	-357.70	78.08	2351.01
43	8.72	SLU 2I	-480.83	53.58	-3.36	-367.67	67.55	2371.35
43	8.72	SLU 2II	-776.18	37.23	-3.76	-342.83	92.99	2324.08
43	8.72	SLU 2III	-539.56	50.78	-2.82	-363.05	71.70	2364.68
43	8.72	SLU 3	-303.87	30.46	-1.06	-207.10	40.71	1316.77
43	8.72	SLU 3I	-462.61	19.87	-2.88	-192.07	57.63	1285.92
43	8.72	SLU 3II	-283.43	30.86	-1.38	-207.95	40.26	1319.77
43	8.72	SLU 4	-529.19	48.22	-2.32	-344.21	68.36	2235.83
43	8.72	SLU 4I	-687.92	37.63	-4.14	-329.17	85.28	2204.99
43	8.72	SLU 4II	-530.47	47.98	-2.33	-343.92	68.59	2235.92
43	8.72	QP	-378.31	27.85	-2.30	-213.65	49.79	1388.12
43	8.72	FR 1	-406.31	29.67	-2.45	-229.51	53.26	1500.03
43	8.72	FR 2	-312.22	31.68	-2.03	-219.34	43.81	1399.37
43	8.72	FR 3	-444.39	24.02	-2.56	-207.95	55.76	1376.86
43	8.72	FR 4	-391.46	30.16	-2.66	-230.34	52.74	1501.94
43	7.27	SLV_Z	0.58	-96.73	-4.14	-176.95	28.03	1433.13
43	7.27	SLV_Z	0.57	-123.99	-5.31	-262.35	25.02	1362.73
43	7.27	SLV_X	0.58	-84.12	-3.60	-124.45	29.36	1463.99
43	7.27	SLV_X	0.57	-136.60	-5.86	-314.85	23.70	1331.87
43	7.27	SLV_Y	0.59	-71.65	-3.07	-83.92	30.71	1495.63
43	7.27	SLV_Y	0.57	-149.07	-6.39	-355.39	22.35	1300.23



La sezione presenta un'armatura di 7ϕ28 superiore e di 11+11 ϕ28 inferiore. Il campo di rottura della sezione è il seguente:

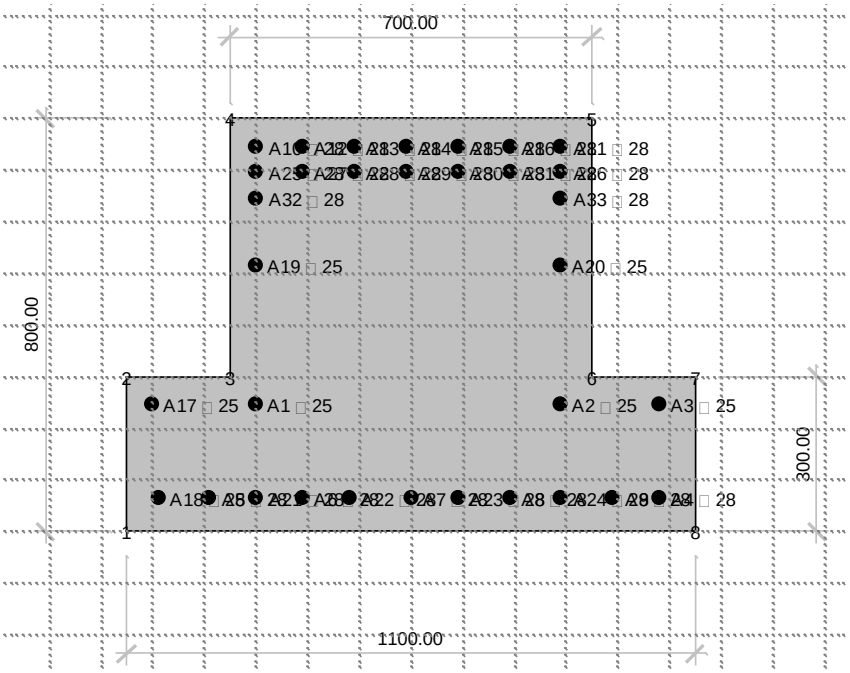


8.4.4. Travi 41-42-124-125-43-44 - Verifiche a momento flettente negativo

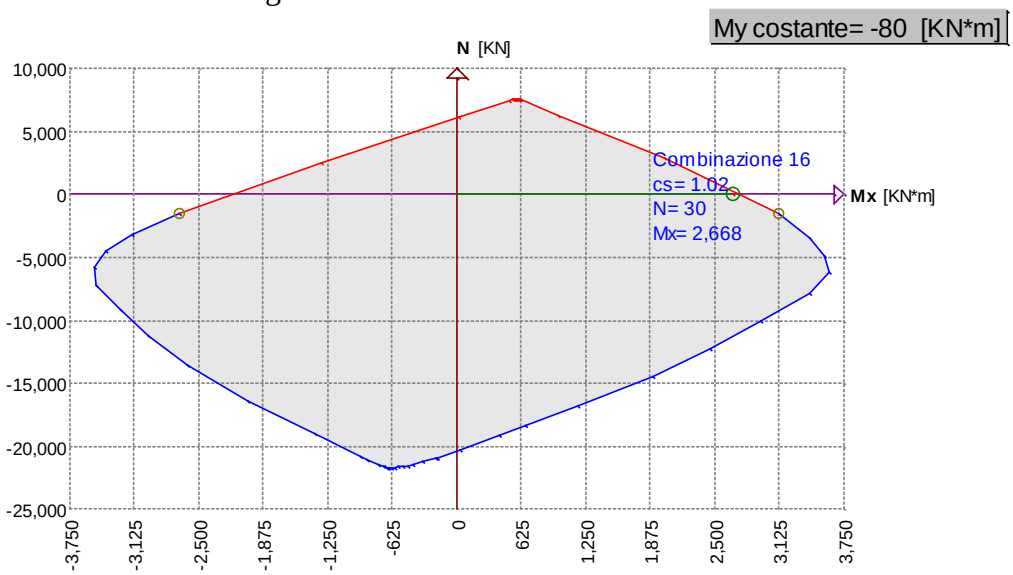
Il momento negativo minimo si riscontra nel frame n° 42, in corrispondenza dell'incastro sul pilastro frame n° 114.
Si riportano nel seguito le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di calcolo.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
42	10.90	SLU 1	-393.27	1186.09	55.18	612.96	-260.11	-2652.13
42	10.90	SLU 2I	-371.09	1179.97	47.62	631.28	-205.61	-2590.63
42	10.90	SLU 2II	-443.02	1194.30	67.90	585.66	-350.65	-2738.84
42	10.90	SLU 2III	-397.11	1181.82	52.59	622.72	-240.35	-2613.88
42	10.90	SLU 3	-244.38	658.38	31.73	354.42	-147.99	-1452.37
42	10.90	SLU 3I	-260.93	669.03	41.06	327.71	-215.91	-1551.82
42	10.90	SLU 3II	-239.47	658.16	30.51	356.63	-139.04	-1448.18
42	10.90	SLU 4	-383.89	1119.34	51.23	589.50	-237.34	-2478.62
42	10.90	SLU 4I	-400.43	1129.99	60.55	562.79	-305.26	-2578.07
42	10.90	SLU 4II	-385.46	1119.58	51.43	589.08	-238.64	-2480.56
42	10.90	SLV_Z	30.21	808.15	14.61	419.05	-39.32	-1751.48
42	10.90	SLV_Z	30.02	764.04	12.64	359.24	-59.43	-2201.99
42	10.90	SLV_X	30.29	831.50	15.66	442.70	-27.87	-1494.82
42	10.90	SLV_X	29.95	740.69	11.60	335.59	-70.89	-2458.65
42	10.90	SLV_Y	30.37	850.86	16.52	468.33	-18.52	-1285.36
42	10.90	SLV_Y	29.87	721.33	10.73	309.96	-80.24	-2668.11



La sezione presenta un'armatura di 14 ϕ28 superiore e di 11ϕ28 inferiore. Il campo di rottura della sezione è il seguente:



8.4.5. Travi 41-42-124-125-43-44 - Verifiche a taglio

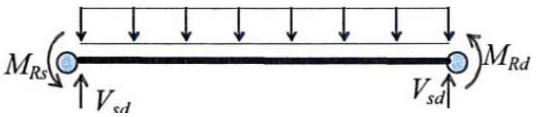
Il valore del taglio massimo nell'appoggio, ottenuto in una delle combinazioni sismiche è:

Vsd = 1194 kN

Ai fini della verifica è necessario inoltre rispettare le prescrizioni relative alle armature minime a taglio nelle zone critiche (§ 7.4.6.2.1) nonché i criteri della gerarchia delle resistenze. Per le staffe vengono utilizzate armature ϕ12. In questo caso, vista la geometria della sezione e le armature longitudinali e trasversali, risulta prescritto un passo minimo delle staffe in zona critica pari a 22.4 cm.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura a taglio minima composta da staffe rettangolari chiuse (staffe di contenimento) ϕ12/20 cm a 2 bracci in tutta la trave, più due legature interne ϕ12/20 cm.

Tale staffatura garantisce un Vrd pari a 1454 kN, superiore anche a quello richiesto per il criterio di gerarchia delle resistenze e cioè:



$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rs} + M_{Rd}}{l} \pm \frac{(G_k + [0.3\ Q_k])l}{2}$$

Risulta Vsd =1.0*(2190+2729)/18 + 1154.7 = 1428 kN < 1454 kN = Vrd.

Si riporta nel seguito il calcolo della resistenza a taglio:

Sezione			**Staffe a taglio**					
b =	**70**	cm	ϕ_1 =	**12**	mm	Ast =	4.52	cm²/passo
h =	**80**	cm	Passo =	**20.0**	cm	Ast =	22.62	cm²/m
c =	**7.0**	cm	Bracci =	**4.00**		Ast,min =	10.50	cm²/m
d =	73.0	cm						
Materiali			**Ferri piegati a taglio**					
Rck =	**45**	MPa	n° =	**0**				
fyk =	**450**	MPa	Passo =	**100**	cm	Afp	0.00	cm²/passo
			ϕ_2 =	**12**	mm	Afp	0.00	cm²/m
			α =	**45**	°			
Sollecitazioni SLU			**Armatura longitudinale a flessione**					
Vsdu =	**1194.00**	kN	n°	ϕ	As	Armature compresse		
Nsd =	**443**	KN	**11**	**28**	**67.73**			
☐			**0**	**0**	**0.00**	Asl,sup	67.73	cm²

T_{sdu} =	**150.00** kNm	n°	ϕ	As'	Armature tese
Tipo di sezione		16	28	98.52	
trave		0	0	0.00	$A_{sl,inf}$ (cm^2) 98.52 cm^2

NTC 2008 - TAGLIO					
γ_c =	**1.50**		γ_s =	**1.15**	
f_{ck} =	37.35	MPa	f_{ywd} =	391.30	MPa
f_{cd} =	21.17	MPa	σ_{cp} =	0.79	MPa
f'_{cd} =	10.58	MPa	α_c =	1.037	
A_{st} =	22.62	cm^2/m	**ok**		
$A_{st,min}$ =	10.50	cm^2/m			
Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO					
k =	1.523				
ρ_l =	0.019				
V_{Rd1} =	**449.28**	kN	**Necessita armatura a taglio**		
Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO					
ctgθ =	1 (45°)		ctgθ =	2,5 (21,8°)	
V_{Rsd} =	581.5	kN	V_{Rsd} =	1453.8	kN
V_{Rcd} =	2524.4	kN	V_{Rcd} =	1741.0	kN
ctgθ (di calcolo) =	2.77		θ =	19.8	°
ctgθ (assunto) =	**2.500**				
V_{Rsd} Staffe =	1454	kN		**ok**	
V_{Rsd} Piegati =	0	kN			
V_{Rsd} =	1453.8	kN			
V_{Rcd} =	1741.0	kN			
Vrdu =	**1453.8**	kN	**ok**		

ΔF_{td} =	1817	kN	*Incremento forza di trazione nel corrente*
a1 =	85	cm	*Allungamento armature longitudinali*

Si stabilisce inoltre di aggiungere nelle zone critiche ulteriori staffature chiuse, sempre di diametro 12 mm, in modo da ottenere in tali zone staffe chiuse ϕ12/10 cm. In tal modo si migliora il comportamento di questo gruppo di travi nei confronti di una eventuale sollecitazione torcente (che, nei calcoli, è originata dalla congruenza di un modello iperstatico e quindi non richiederebbe una verifica esplicita).
In particolare per i valori del momento torcente provenienti dal modello agli elementi finiti è da precisare quanto segue:

- lo schema di calcolo adottato per la struttura dell'autorimessa evidenzia per semplicità soltanto gli elementi rettilinei con funzione di travi e pilastri, connessi mutualmente nei nodi;
- lo schema strutturale adottato si presenta quindi semplificato, rispetto al funzionamento effettivo, dato che in realtà a livello del solaio i tegoli prefabbricati hanno le armature longitudinali sporgenti, per cui essi sono solidali con le travi di sostegno, intermedie e di bordo, ed è efficace l'ulteriore contributo strutturale della soletta gettata in opera, che risulta collaborante con i tegoli prefabbricati e con tutte le nervature di sostegno;
- a parte il peso proprio degli elementi strutturali facenti parte dello schema, che viene assunto automaticamente, i carichi residui, che derivano dal funzionamento dei tegoli come strutture secondarie dei solai, figurano per semplicità applicati con distribuzione lineare in asse alle singole travi di sostegno dei tegoli stessi, in quanto esse sono considerate parti della medesima struttura monolitica del solaio;
- per semplicità di calcolo e brevità espositiva si evidenziano con i calcoli gli effetti indotti dai carichi applicati, che interessano la struttura finale del solaio stesso, senza scendere nella scomposizione dello schema in fasi costruttive, che comunque potrebbe beneficiare del contributo positivo di eventuali puntellazioni provvisionali, oggi non ipotizzabili;
- nella valutazione degli sforzi per le condizioni finali di esercizio si dovrebbe comunque poi tenere conto anche della ridistribuzione degli sforzi fra schemi parziali e schema finale, che inevitabilmente accompagna le strutture in calcestruzzo in dipendenza degli effetti della viscosità nel tempo;
- i carichi che intervengono sulla struttura finale dello scherma inducono uno stato deformativo, che risente delle deformazioni libere di nodo, derivanti dagli spostamenti e dalle rotazioni consentite ai singoli elementi lineari di pilastri e travi, pensati come elementi rettilinei indipendenti dalla struttura di tegoli e soletta collaborante gettata in opera;
- i valori delle deformazioni che risultano dallo schema di calcolo sono pertanto senza dubbio maggiori di quelli che si avrebbero tenendo realisticamente conto della solidarizzazione delle travi con tegoli e soletta collaborante;

- in conseguenza di quanto sopra, nei calcoli effettuati risultano sopravvalutati i valori della rotazione delle sezioni delle travi ed in particolare i valori della rotazione delle stesse per torsione, mentre il valore reale della medesima lungo la trave deve risultare coerente con il valore della rotazione massima effettiva nella sezione di estremità dei tegoli correlati, esaminati come trave, essendo le estremità dei medesimi inglobate nelle travi stesse;
- come conseguenza di quanto esposto quindi i valori effettivi del momento torcente che interessano le nervature sono minori di quelli risultanti dallo schema adottato e comunque questi ultimi sono da considerarsi come derivanti dalla iperstaticità strutturale dello schema stesso, tenendo inoltre presente che tali valori della torsione nelle sezioni delle travi risultano accentuati maggiormente proprio a causa della semplificazione introdotta nello schema;

E' da precisare peraltro che la sicurezza della struttura in effetti non dipende dalla resistenza torsionale, per cui, in base a quanto disposto dall'art. 4.1.2.1.4 delle norme vigenti, nelle verifiche delle sezioni resistenti non è necessario tenere conto della resistenza torsionale delle medesime.

8.4.6. Cordoli 50 x 60 - Verifiche a momento flettente

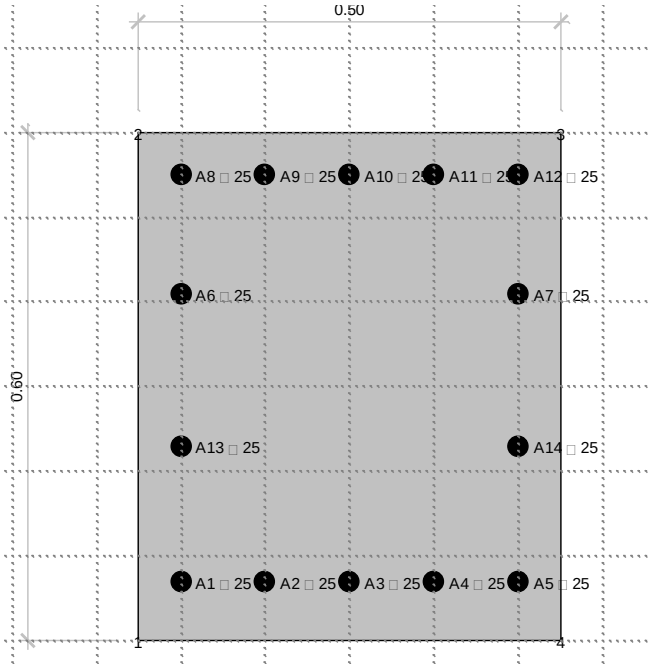
La massima sollecitazione per questo tipo di cordoli si riscontra in corrispondenza del frame n° 129. La sollecitazione flettente a momento negativo è più significativa di quella in campata quindi, poiché si stabilisce di disporre un'armatura simmetrica, nel seguito si esplicita soltanto la verifica all'appoggio sul pilastro 81.

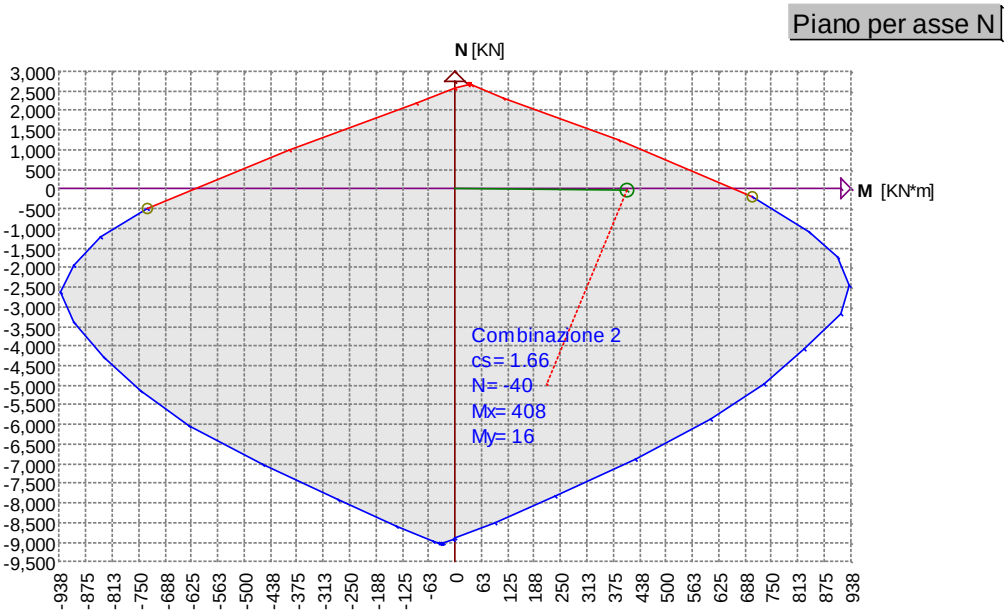
Si riportano nel seguito le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
129	15.77	SLU 1	-106.42	158.99	-2.32	-8.57	9.60	-412.99
129	15.77	SLU 2I	-40.18	158.68	-2.76	-9.00	15.62	-407.77
129	15.77	SLU 2II	-251.42	158.46	-1.98	-7.88	1.62	-411.63
129	15.77	SLU 2III	-118.40	157.89	-2.90	-8.74	13.89	-401.59
129	15.77	SLU 3	-133.60	121.28	-2.11	-5.04	9.01	-307.15
129	15.77	SLU 3I	-166.47	122.71	-0.94	-4.52	-1.51	-324.03

129	15.77	SLU 3II	-111.15	121.41	-2.03	-5.11	9.27	-308.22
129	15.77	SLU 4	-140.64	157.85	-2.86	-8.28	13.04	-401.37
129	15.77	SLU 4I	-173.51	159.29	-1.70	-7.76	2.52	-418.24
129	15.77	SLU 4II	-141.17	157.80	-2.83	-8.29	12.81	-400.96
129	15.77	SLV_Z	9.52	124.16	0.00	-5.97	0.00	-317.64
129	15.77	SLV_Z	9.52	121.80	0.00	-6.73	0.00	-332.49
129	15.77	SLV_X	9.52	124.55	0.00	-5.71	0.00	-315.22
129	15.77	SLV_X	9.52	121.41	0.00	-7.00	0.00	-334.91
129	15.77	SLV_Y	9.52	126.54	0.00	-5.35	0.00	-302.73
129	15.77	SLV_Y	9.52	119.43	0.00	-7.35	0.00	-347.40





8.4.7. Cordoli 50 x 60 - Verifiche a taglio

Il valore del taglio massimo nell'incastro con il pilastro 81 (frame 129) è ottenuto nella combinazione SLU4I ed è: V_{sd} = 159.3 kN

Vista l'armatura longitudinale inserita nella sezione, non sarebbe necessaria armatura a taglio. Comunque, ai fini di rispettare le prescrizioni relative alle armature minime a taglio nelle zone critiche (§ 7.4.6.2.1) nonché i criteri della gerarchia delle resistenze, vengono utilizzate staffe di diametro 10 mm. In questo caso, vista la geometria della sezione e le armature longitudinali e trasversali, risulta prescritto un passo minimo delle staffe in zona critica pari a 13.5 cm.

Per la verifica a taglio si considera, in favore di sicurezza, un'armatura a taglio minima composta da staffe rettangolari chiuse (staffe di contenimento) ϕ10/12.5 cm a 2 bracci in zona critica e ϕ10/25 cm in tutta la trave. Si trascura, per la verifica, la presenza di altre staffe di altezza inferiore e/o di legature. Dal momento che, almeno teoricamente, questi cordoli non portano significativi carichi verticali, il criterio di gerarchia delle resistenze non dà contributi rilevanti.

In ogni caso tale staffatura garantisce un Vrd pari a 597 kN, molto superiore a quello richiesto dalle sollecitazioni di progetto.

Sezione			Staffe a taglio					
b =	50	cm	ϕ_1 =	10	mm	Ast =	1.57	cm²/passo
h =	60	cm	Passo =	12.5	cm	Ast =	12.57	cm²/m
c =	6.0	cm	Bracci =	2.00		Ast,min =	7.50	cm²/m
d =	54.0	cm						
Materiali			**Ferri piegati a taglio**					
R_{ck} =	40	MPa	n° =	0				
f_{yk} =	450	MPa	Passo =	100	cm	Afp	0.00	cm²/passo
			ϕ_2 =	12	mm	Afp	0.00	cm²/m
			α =	45	°			

Sollecitazioni SLU			Armatura longitudinale a flessione					
V_{sdu} =	160.00	kN	n°	ϕ	As	Armature compresse		
N_{sd} =	0	KN	5	25	24.54			
☐			0	0	0.00	$A_{sl,sup}$	24.54	cm²
T_{sdu} =	0.00	kNm	n°	ϕ	As'	Armature tese		
Tipo di sezione			5	25	24.54			
trave			0	0	0.00	$A_{sl,inf}$ (cm²)	24.54	cm²

NTC 2008 - TAGLIO

γ_c =	1.50		γ_s =	1.15	
f_{ck} =	33.20	MPa	f_{ywd} =	391.30	MPa
f_{cd} =	18.81	MPa	σ_{cp} =	0.00	MPa
f'_{cd} =	9.41	MPa	α_c =	1.000	
Ast =	12.57	cm²/m	**ok**		
Ast,min =	7.50	cm²/m			

Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO

k =	1.609		
ρ_l =	0.009		
V_{Rd1} =	162.27	kN	Verificato

Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO

ctgθ =	1	(45°)	ctgθ =	2,5	(21,8°)
V_{Rsd} =	239.0	kN	V_{Rsd} =	597.4	kN
V_{Rcd} =	1142.9	kN	V_{Rcd} =	788.2	kN
ctgθ (di calcolo) =	2.93		θ =	18.9	°
ctgθ (assunto) =	**2.500**				

V_{Rsd} Staffe =	597	kN	**ok**
V_{Rsd} Piegati =	0	kN	
V_{Rsd} =	597.4	kN	
V_{Rcd} =	788.2	kN	
Vrdu =	**597.4**	kN	**ok**

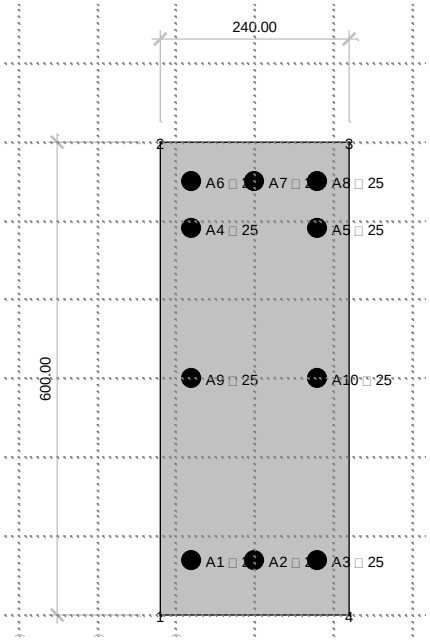
8.4.8. Cordoli 24 x 60 - Verifiche a momento flettente

La massima sollecitazione per questo tipo di cordoli si riscontra in corrispondenza del frame n° 134. La sollecitazione flettente a momento negativo è nettamente più significativa di quella in campata.

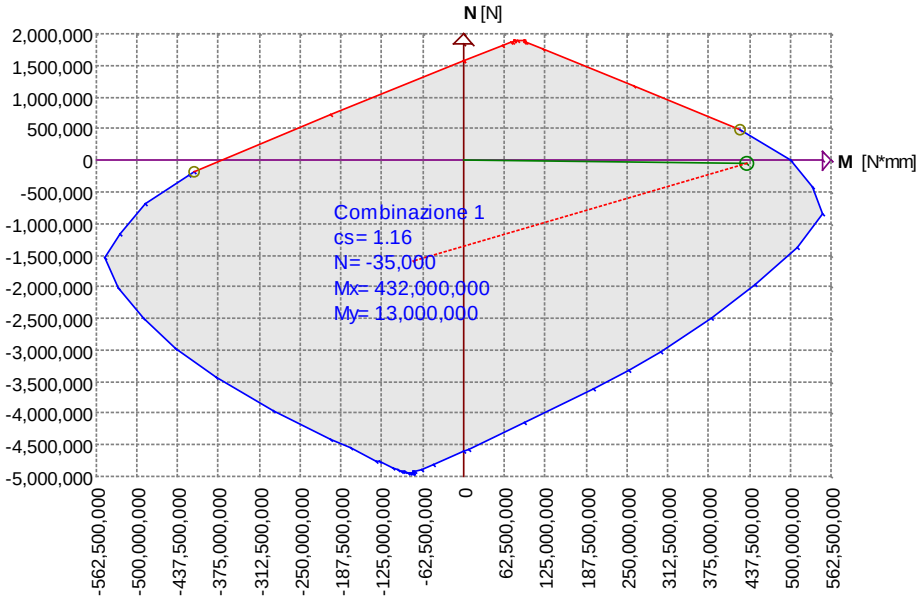
Si riportano nel seguito le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
134	11.31	SLU 1	-35.12	92.03	-1.86	5.84	13.22	-431.74
134	11.31	SLU 2I	-27.48	90.93	-1.59	5.87	11.67	-424.84
134	11.31	SLU 2II	-47.82	92.86	-2.19	5.82	15.20	-436.89
134	11.31	SLU 2III	-31.96	90.63	-1.65	5.88	12.09	-422.98
134	11.31	SLU 3	-18.77	60.27	-0.94	3.55	6.93	-249.66
134	11.31	SLU 3I	-30.44	62.95	-1.41	3.50	9.58	-266.18
134	11.31	SLU 3II	-18.48	60.39	-0.93	3.56	6.87	-250.30
134	11.31	SLU 4	-30.72	88.27	-1.58	5.62	11.57	-404.15
134	11.31	SLU 4I	-42.40	90.96	-2.05	5.57	14.21	-420.66
134	11.31	SLU 4II	-31.30	88.30	-1.58	5.63	11.58	-404.26
134	11.31	SLV_Z	3.41	39.26	0.00	-2.55	0.00	-68.10
134	11.31	SLV_Z	3.41	38.64	0.00	-2.56	0.00	-71.62
134	11.31	SLV_X	3.41	39.38	0.00	-2.55	0.00	-67.50
134	11.31	SLV_X	3.41	38.52	0.00	-2.56	0.00	-72.22
134	11.31	SLV_Y	3.41	39.76	0.00	-2.55	0.00	-65.48
134	11.31	SLV_Y	3.41	38.14	0.00	-2.56	0.00	-74.24



Piano per asse N



Per quanto riguarda le verifiche a taglio, le massime sollecitazioni in gioco sono circa la metà di quelle massime previste per il cordolo 50 x 60 cm, a fronte di una sezione resistente dimezzata: quindi, ai fini della resistenza a taglio non sarebbe necessaria armatura. Si stabilisce comunque di disporre staffe di diametro 10 mm analogamente a quanto stabilito per i cordoli 50 x 60 cm: ϕ10/ 12.5 cm in zona critica, ϕ 10/25 cm altrove.

8.4.9. Pilastri circolari D = 60 cm - frames n° 79, 81, 82, 85, 87, 90, 91

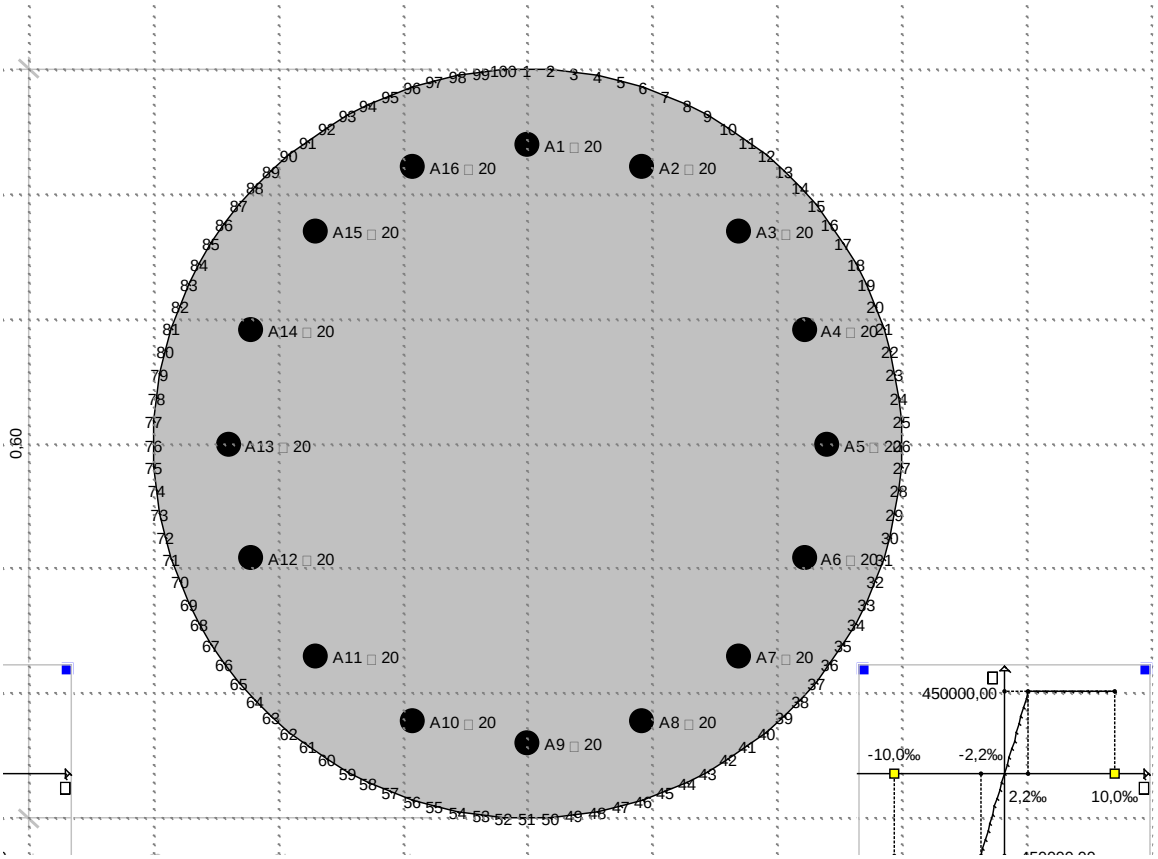
Nel presente paragrafo si prendono in considerazione i pilastri a sezione circolare D=60 cm caratterizzati da sollecitazioni flettenti contenute.

Si riporta nel seguito un estratto delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico sui pilastri più sollecitati all'interno del gruppo in oggetto (n° 81 per le massime azioni assiali e n° 85 per le massime sollecitazioni flettenti).

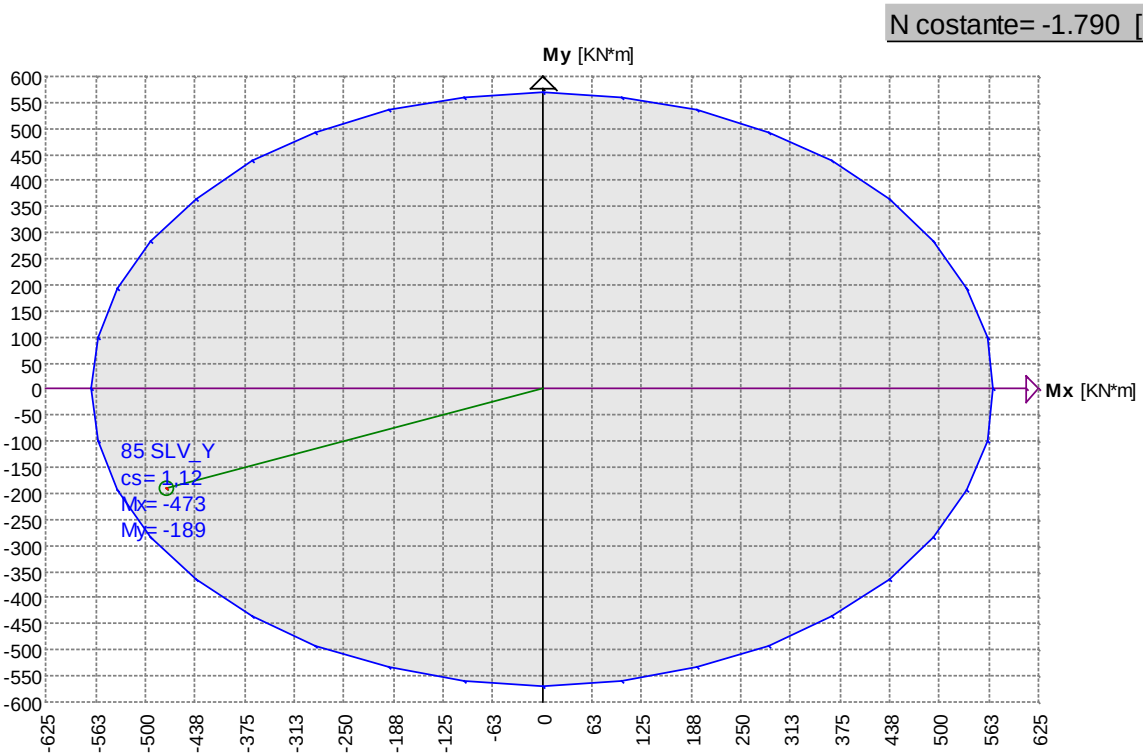
TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
81	4,5	SLU 1	-3575,80	61,06	28,62	0,85	-69,80	-178,70
81	4,5	SLU 2I	-3598,25	37,00	11,30	-2,00	-32,13	-123,00
81	4,5	SLU 2II	-3549,91	83,25	43,65	7,50	-104,48	-230,00
81	4,5	SLU 2III	-3595,45	35,17	8,88	1,72	-28,86	-118,78
81	4,5	SLU 3	-2100,64	9,12	-1,52	4,01	-7,95	-43,65
81	4,5	SLU 3I	-2057,28	59,45	36,60	5,16	-88,46	-159,81
81	4,5	SLU 3II	-2100,66	9,57	-0,70	3,03	-9,25	-44,56
81	4,5	SLU 4	-3428,01	31,94	7,52	2,88	-26,94	-109,84
81	4,5	SLU 4I	-3384,65	82,28	45,64	4,03	-107,46	-226,00
81	4,5	SLU 4II	-3427,37	31,91	7,64	2,95	-27,24	-109,65
81	4,5	SLV_X	-2447,31	46,73	25,81	0,87	-38,61	-110,16
81	4,5	SLV_X	-2448,72	34,80	10,27	-0,71	-69,19	-136,79
81	4,5	SLV_Y	-2447,37	44,51	38,24	1,12	-14,22	-115,11
81	4,5	SLV_Y	-2448,67	37,03	-2,16	-0,97	-93,59	-131,83

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
85	4,5	SLU 1	-2801,07	-3,43	-2,79	-2,24	-59,87	10,55
85	4,5	SLU 2I	-2809,58	-1,15	-3,38	-1,49	-59,94	5,22
85	4,5	SLU 2II	-2793,19	-6,03	-7,73	-3,43	-48,00	16,61
85	4,5	SLU 2III	-2810,17	-1,45	-9,11	-1,91	-47,80	5,93
85	4,5	SLU 3	-1643,84	-0,23	-5,03	-1,32	-36,89	2,01
85	4,5	SLU 3I	-1626,16	-4,49	3,88	-2,36	-52,87	11,95
85	4,5	SLU 3II	-1643,72	-0,22	-3,42	-1,26	-40,22	1,97
85	4,5	SLU 4	-2681,94	-1,30	-8,91	-1,88	-47,16	5,43
85	4,5	SLU 4I	-2664,26	-5,56	0,00	-2,92	-63,15	15,38
85	4,5	SLU 4II	-2681,96	-1,30	-8,72	-1,89	-47,49	5,45

85	4,5	SLV_X	-1771,93	59,87	157,84	7,10	139,82	170,25
85	4,5	SLV_X	-1787,20	-75,93	-93,88	-5,80	-359,59	-132,99
85	4,5	SLV_Y	-1768,78	84,95	214,96	9,46	252,94	226,26
85	4,5	SLV_Y	-1790,35	-101,01	-151,00	-8,15	-472,71	-189,00



La sezione presenta un'armatura totale di 16ϕ20. Il campo M,N di rottura della sezione è visibile nella figura seguente; lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.



Le sollecitazioni massime, nella combinazione sismica SLV - Y sul pilastro 85, sono pari a:

M_x = -473 kNm

M_y =-189 kNm

N_{comp} = -1790 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.12. La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo sul gruppo di pilastri in oggetto si riscontra in corrispondenza del pilastro 85, ottenuto in combinazione SLV, ed è pari a:

V_{sd} = 215 kN

Ai fini della verifica è necessario inoltre rispettare le prescrizioni relative alle armature minime a taglio nelle zone critiche nonché i criteri della gerarchia delle resistenze. Per

le staffe vengono utilizzate armature ϕ10. In questo caso, vista la geometria della sezione e le armature longitudinali e trasversali, risulta prescritto un passo minimo delle staffe in zona critica pari a 15 cm.
Per la verifica a taglio si considera un'armatura a taglio composta da staffe chiuse (staffe di contenimento) ϕ10/10 a 2 bracci nelle zone critiche, mentre nel resto del pilastro si potrebbero considerare staffe chiuse ϕ10/15. Per i pilastri più corti (su all. 18') la lunghezza minima di zona critica è pari a 75 cm, per quelli più lunghi (su all. 15') è pari a 90 cm.

Si evidenzia che il taglio di progetto è assorbito dalla sezione di solo calcestruzzo. In ogni caso, la staffatura disposta garantisce un Vrd pari a 272 kN, superiore anche a quello richiesto per il criterio di gerarchia delle resistenze a protezione dalla rottura per taglio e cioè:

$$V_{Ed} = \frac{M^{S}_{C,Rd} + M^{I}_{C,Rd}}{l_p}$$

Risulta Vsd =404*2/3.06 = 264 kN < 272 kN = Vrd.

Si riporta nel seguito la verifica a taglio. La torsione non è significativa.

Sezione			***Staffe a taglio***					
d =	**60**	cm	ϕ_1 =	**10,0**	mm	A_{st} =	1,57	cm^2/passo
c =	**5,5**	cm	Passo =	**10,0**	cm	Ast =	15,71	cm^2/m
d =	49,10	cm	Bracci =	**2**		$A_{st,min}$ =	6,74	cm^2/m
Materiali			***Ferri piegati a taglio***					
R_{ck} =	**40**	MPa	n° =	**0**				
f_{yk} =	**450**	MPa	Passo =	**100**	cm	Afp	0,00	cm^2/passo
			ϕ_2 =	**16**	mm	Afp	0,00	cm^2/m
			α =	**45**	°			
Sollecitazioni SLU			***Armatura longitudinale a flessione***					
V_{sdu} =	**215,00**	kN	n°	ϕ	As	Armature compresse		
N_{sd} =	**1769**	KN	4	20	12,57			
δ =	**1,00**		0	16	0,00	$A_{sl,sup}$	12,57	cm^2
T_{sdu} =	**0,00**	kNm	n°	ϕ	As'	Armature tese		
Tipo di sezione			4	20	12,57			
trave			0	16	0,00	$A_{sl,inf}$ (cm^2)	12,57	cm^2
NTC 2008 - TAGLIO								
γ_c =	**1,50**		γ_s =	**1,15**				

f_{ck} =	33,20	MPa	f_{ywd} =	391,30	MPa
f_{cd} =	18,81	MPa	σ_{cp} =	3,76	MPa
f'_{cd} =	9,41	MPa	α_c =	1,200	
Ast =	15,71	cm^2/m	**ok**		
$A_{st,min}$ =	9,00	cm^2/m			

Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO

k =	1,638		
ρ_l =	0,005		
V_{Rd1} =	**258,64**	kN	**Verificato**

Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO

ctgθ =	1 (45°)		ctgθ =	2,5 (21,8°)	
V_{Rsd} =	271,61	kN	V_{Rsd} =	679,03	kN
V_{Rcd} =	1224,52	kN	V_{Rcd} =	844,50	kN
ctgθ (di calcolo) =	3,17		θ =	17,5	°
ctgθ (assunto) =	**1,000**				

V_{Rsd} Staffe =	272	kN	**ok**	
V_{Rsd} Piegati =	0	kN		
V_{Rsd} =	271,61	kN		
V_{Rcd} =	1496,41	kN		
Vrdu =	**271,61**	kN	**ok >**	**215 kN**

ΔF_{td} =	135,81	kN	*Incremento forza di trazione nel corrente*
a1 =	25	cm	*Allungamento armature longitudinali*

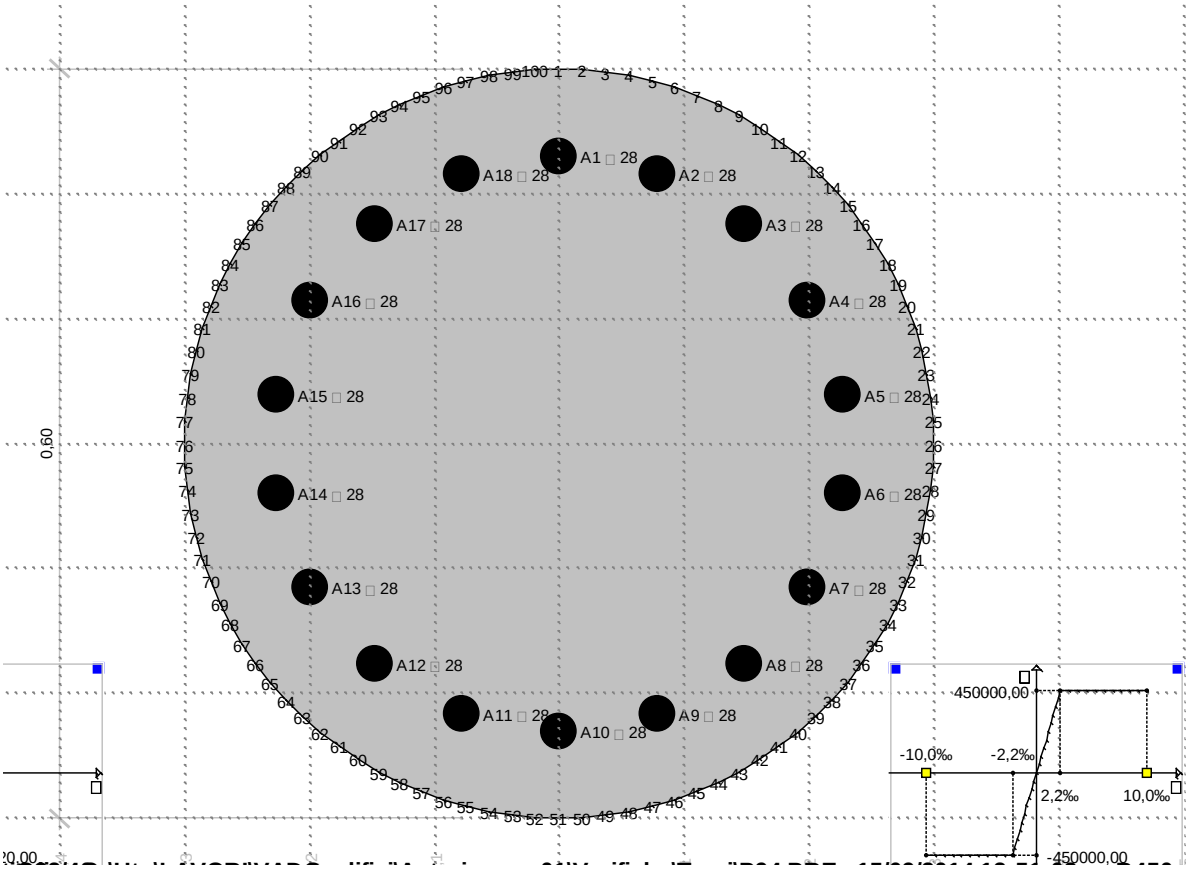
8.4.10. Pilastri circolari D = 60 cm - frames n° 84, 94, 95, 96, 114, 115

Nel presente paragrafo si prendono in considerazione i pilastri a sezione circolare D=60 cm caratterizzati da sollecitazioni flettenti elevate.

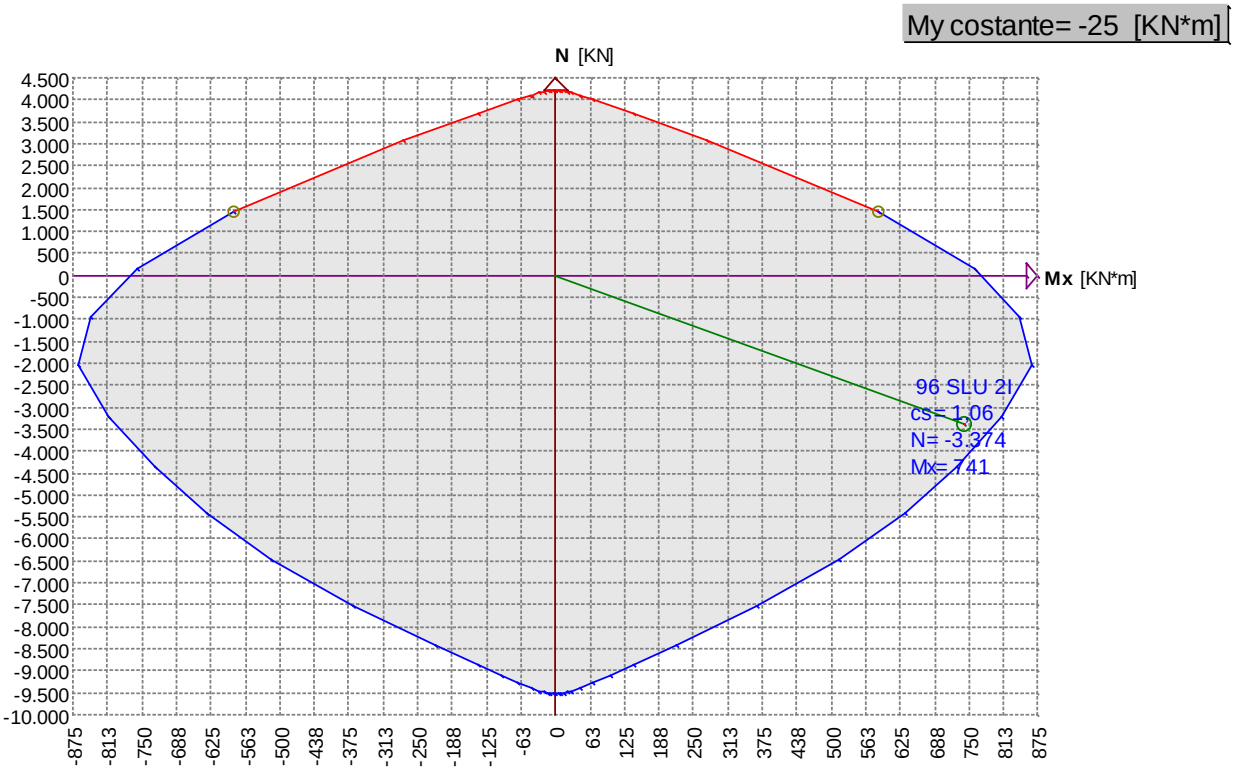
Si riporta nel seguito un estratto delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico sui pilastri più sollecitati all'interno del gruppo in oggetto (n° 94 e n° 96):

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
94	5,41	SLU 1	-3291,5	60,5	-162,9	12,2	555,2	-235,4
94	5,41	SLU 2I	-3293,8	85,3	-174,5	12,9	583,0	-303,4
94	5,41	SLU 2II	-3284,9	34,2	-153,3	12,1	530,5	-163,3
94	5,41	SLU 2III	-3290,0	84,0	-176,6	13,3	586,8	-299,4
94	5,41	SLU 3	-1886,5	58,9	-106,2	8,2	343,0	-203,5
94	5,41	SLU 3I	-1885,5	10,4	-79,6	6,4	280,2	-71,1
94	5,41	SLU 3II	-1887,0	58,9	-105,3	8,1	341,0	-203,4
94	5,41	SLU 4	-3128,6	81,4	-168,8	12,8	558,8	-289,4
94	5,41	SLU 4I	-3127,7	32,9	-142,2	11,0	495,9	-157,0
94	5,41	SLU 4II	-3128,3	81,4	-168,6	12,8	558,1	-289,2
94	5,41	SLV_X	-2264,0	95,9	11,3	5,9	613,9	68,2
94	5,41	SLV_X	-2488,7	-38,2	-203,6	-4,8	61,0	-290,9
94	5,41	SLV_Y	-2247,7	120,0	56,7	7,9	728,0	131,8
94	5,41	SLV_Y	-2505,0	-62,2	-249,0	-6,8	-53,1	-354,6

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
96	5,41	SLU 1	-3372,2	1,8	-207,9	-7,7	722,3	-3,6
96	5,41	SLU 2I	-3374,4	9,0	-215,0	-4,6	740,7	-24,9
96	5,41	SLU 2II	-3354,7	-6,5	-205,4	-11,9	715,0	19,8
96	5,41	SLU 2III	-3360,0	7,4	-220,1	-5,6	752,9	-21,4
96	5,41	SLU 3	-1876,2	2,2	-133,0	-3,2	442,3	-7,9
96	5,41	SLU 3I	-1883,8	-8,6	-111,1	-8,6	387,7	25,8
96	5,41	SLU 3II	-1875,4	3,2	-131,5	-3,3	439,0	-10,5
96	5,41	SLU 4	-3185,0	6,0	-210,6	-5,2	717,3	-17,4
96	5,41	SLU 4I	-3192,6	-4,8	-188,7	-10,6	662,7	16,3
96	5,41	SLU 4II	-3184,2	6,5	-210,1	-5,3	716,2	-18,7
96	5,41	SLV_X	-2042,5	70,5	-37,7	5,9	521,4	161,3
96	5,41	SLV_X	-2261,4	-63,9	-164,1	-4,8	197,3	-198,4
96	5,41	SLV_Y	-2027,9	94,8	-9,9	7,9	589,6	225,9
96	5,41	SLV_Y	-2276,1	-88,2	-191,8	-6,8	129,1	-263,0



La sezione presenta un'armatura totale di 18ϕ28. Il campo M,N di rottura della sezione è visibile nella figura seguente; lo stato di sollecitazione è di pressoflessione deviata.



Le sollecitazioni massime, nella combinazione sismica SLU - Y sul pilastro 96, sono pari a:

M_x = 741 kNm

M_y =-25 kNm

N_{comp} = -3374 kN

I valori sono interni al campo di rottura della sezione, con coefficiente di sicurezza 1.06

La sezione è pertanto verificata.

Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo sul gruppo di pilastri in oggetto si riscontra in corrispondenza del pilastro 94, ottenuto in combinazione SLV - Y, ed è pari a:

V_{sd} = 249 kN

Ai fini della verifica è necessario inoltre rispettare le prescrizioni relative alle armature minime a taglio nelle zone critiche nonché i criteri della gerarchia delle resistenze. Per

le staffe vengono utilizzate armature ϕ12. In questo caso, vista la geometria della sezione e le armature longitudinali e trasversali, risulta prescritto un passo minimo delle staffe in zona critica pari a 15 cm.
Per la verifica a taglio si considera un'armatura a taglio composta da staffe chiuse (staffe di contenimento) ϕ12/10 a 2 bracci nelle zone critiche, mentre nel resto del pilastro si potrebbero considerare staffe chiuse ϕ12/15. Per i pilastri più corti (su all. 18') la lunghezza minima di zona critica è pari a 75 cm, per quelli più lunghi (su all. 15') è pari a 90 cm.

Si evidenzia che il taglio di progetto è assorbito dalla sezione di solo calcestruzzo. In ogni caso, la staffatura disposta garantisce un Vrd pari a 391 kN, superiore anche a quello richiesto per il criterio di gerarchia delle resistenze a protezione dalla rottura per taglio e cioè:

$$V_{Ed} = \frac{M^{S}_{C,Rd} + M^{I}_{C,Rd}}{l_p}$$

Risulta Vsd =770*2/4.27 = 360 kN < 391 kN = Vrd.

Si riporta nel seguito la verifica a taglio. La torsione non è significativa.

Sezione			***Staffe a taglio***					
d =	**60**	cm	ϕ_1 =	**12,0**	mm	A_{st} =	2,26	cm^2/passo
c =	**6,0**	cm	Passo =	**10,0**	cm	Ast =	22,62	cm^2/m
d =	49,10	cm	Bracci =	**2**		$A_{st,min}$ =	6,74	cm^2/m
Materiali			***Ferri piegati a taglio***					
R_{ck} =	**40**	MPa	n° =	**0**				
f_{yk} =	**450**	MPa	Passo =	**100**	cm	A_{fp}	0,00	cm^2/passo
			ϕ_2 =	**16**	mm	A_{fp}	0,00	cm^2/m
			α =	**45**	°			
Sollecitazioni SLU			***Armatura longitudinale a flessione***					
V_{sdu} =	**249,00**	kN	n°	ϕ	As	Armature compresse		
N_{sd} =	**1875**	KN	5	28	30,79			
☐			0	16	0,00	$A_{sl,sup}$	30,79	cm^2
T_{sdu} =	**0,00**	kNm	n°	ϕ	As'	Armature tese		
Tipo di sezione			5	28	30,79			
trave			0	16	0,00	$A_{sl,inf}$ (cm^2)	30,79	cm^2

NTC 2008 - TAGLIO					
γ_c =	1,50		γ_s =	1,15	
f_{ck} =	33,20	MPa	f_{ywd} =	391,30	MPa
f_{cd} =	18,81	MPa	σ_{cp} =	3,76	MPa
f'_{cd} =	9,41	MPa	α_c =	1,200	
Ast =	22,62	cm^2/m		ok	
Ast,min =	9,00	cm^2/m			
Resistenza PRIVA DI ARMATURA A TAGLIO					
k =	1,638				
ρ_l =	0,013				
V_{Rd1} =	301,31	kN		Verificato	
Resistenza CON ARMATURA A TAGLIO					
ctgθ =	1 (45°)		ctgθ =	2,5 (21,8°)	
V_{Rsd} =	391,12	kN	V_{Rsd} =	977,80	kN
V_{Rcd} =	1224,52	kN	V_{Rcd} =	844,50	kN
ctgθ (di calcolo) =	2,58		θ =	21,2	°
ctgθ (assunto) =	1,000				
V_{Rsd} Staffe =	391	kN			ok
V_{Rsd} Piegati =	0	kN			
V_{Rsd} =	391,12	kN			
V_{Rcd} =	1496,41	kN			
Vrdu =	391,12	kN	ok >	249 kN	

8.4.11. Pilastri semicircolari 60 x 35

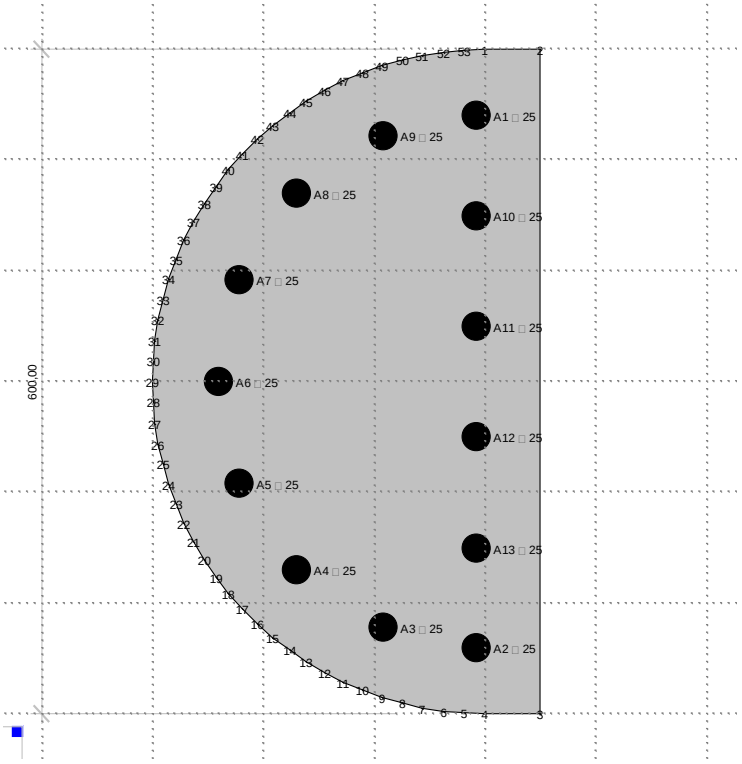
Nel presente paragrafo si prendono in considerazione i pilastri posti i corrispondenza del giunto strutturale. Essi hanno una sezione semicircolare con un allargamento di 5 cm, quindi di larghezza 35 cm.

Si riporta nel seguito un estratto delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico:

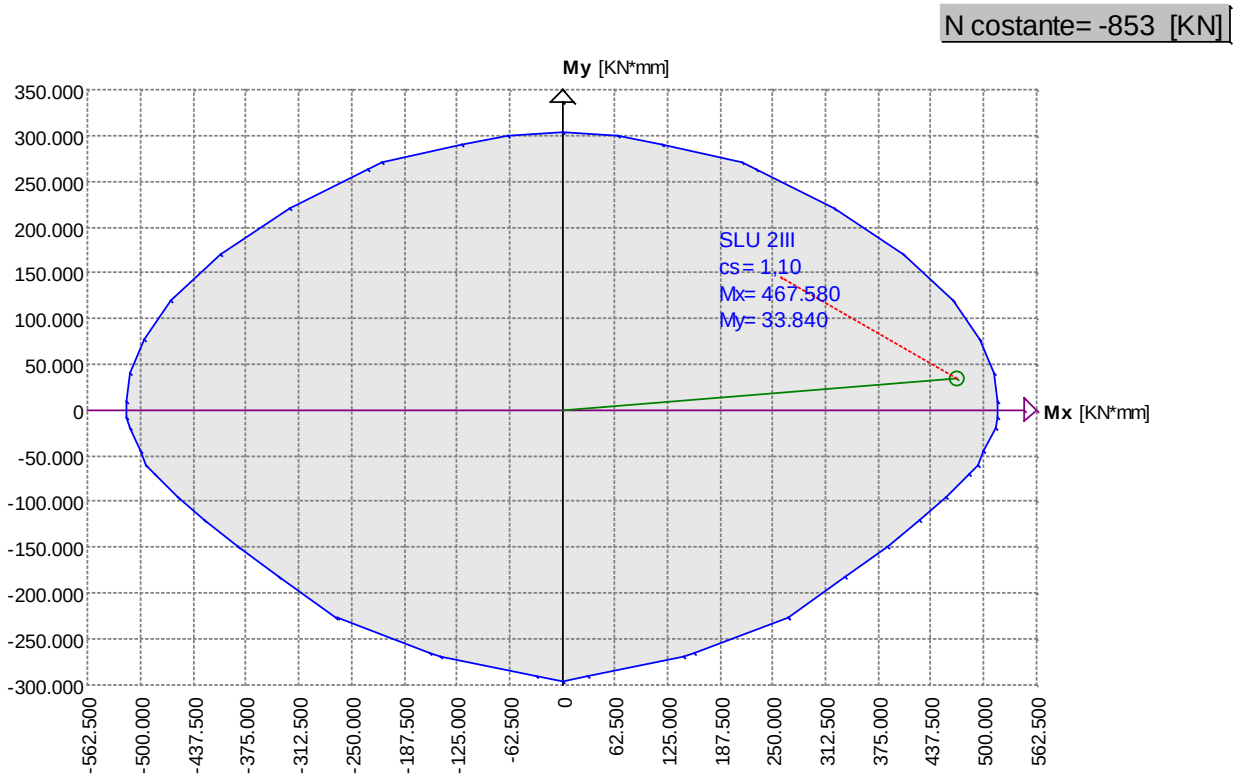
TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
93	5,41	SLU 1	-858,04	-7,73	-129,04	-4,59	453,00	44,19
93	5,41	SLU 2I	-851,87	-3,72	-134,63	-4,47	467,26	33,22
93	5,41	SLU 2II	-865,02	-11,98	-123,50	-4,82	438,52	55,85

93	5,41	SLU 2III	-852,52	-3,94	-134,90	-4,58	467,58	33,84
93	5,41	SLU 3	-516,29	-0,61	-79,58	-2,74	272,04	15,41
93	5,41	SLU 3I	-528,39	-8,48	-67,30	-2,85	241,25	36,92
93	5,41	SLU 3II	-516,38	-0,63	-79,19	-2,72	271,19	15,46
93	5,41	SLU 4	-818,15	-3,50	-128,70	-4,39	445,20	31,65
93	5,41	SLU 4I	-830,24	-11,37	-116,42	-4,51	414,42	53,16
93	5,41	SLU 4II	-818,30	-3,53	-128,47	-4,40	444,66	31,72
94	6,41	SLV_X	-599,35	-2,54	11,23	0,83	250,29	58,08
95	7,41	SLV_X	-659,90	-18,10	-84,42	-0,68	4,97	15,13
96	8,41	SLV_Y	-599,17	0,20	30,94	1,11	299,73	65,55
97	9,41	SLV_Y	-660,09	-20,85	-104,13	-0,96	-44,47	7,65



Il dominio di rottura a pressoflessione deviata è il seguente:



Verifica a taglio

Il valore del taglio massimo sul gruppo di pilastri in oggetto si riscontra in corrispondenza del pilastro 93, ottenuto in combinazione SLU2-I, ed è pari a:

V_{sd} = 135 kN

Ai fini della verifica è però necessario inoltre rispettare le prescrizioni relative alle armature minime a taglio nelle zone critiche nonché i criteri della gerarchia delle resistenze. Per le staffe vengono utilizzate armature ϕ10. In questo caso, vista la geometria della sezione e le armature longitudinali e trasversali, risulta prescritto un passo minimo delle staffe in zona critica pari a 10 cm.

Per la verifica a taglio si considera un'armatura a taglio composta da staffe chiuse (staffe di contenimento) ϕ10/10 a 2 bracci nelle zone critiche, mentre nel resto del pilastro si potrebbero considerare staffe chiuse ϕ10/15.

Si evidenzia che il taglio di progetto è assorbito dalla sezione di solo calcestruzzo (Vrd = 194 kN). In ogni caso, la staffatura disposta garantisce un Vrd pari a 299 kN, superiore anche a quello richiesto per il criterio di gerarchia delle resistenze a protezione dalla rottura per taglio e cioè:

$$V_{Ed} = \frac{M^{S}_{C,Rd} + M^{I}_{C,Rd}}{l_p}$$

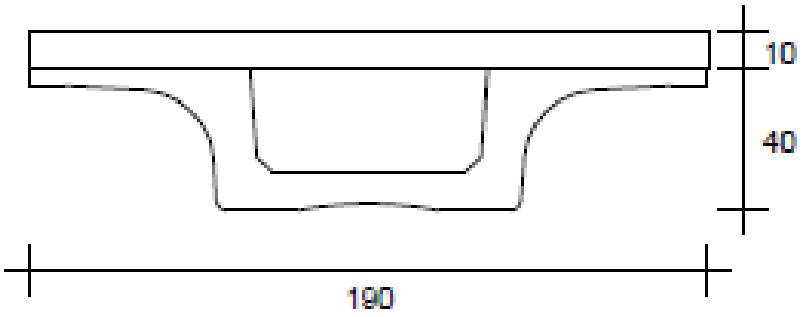
Risulta Vsd =4.51*2/4.27= 211 kN < 299 kN = Vrd.

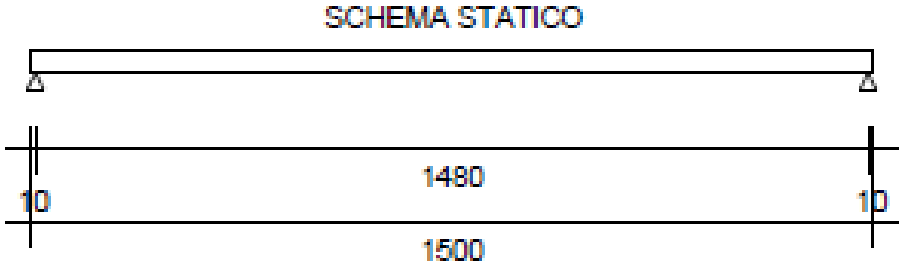
8.5. Verifiche dei tegoli prefabbricati

Viene qui esposto il calcolo di verifica statica del solaio in tegoli prefabbricati previsto a copertura dell'autorimessa. Si tratta dei tegoli prefabbricati con altezza di 40 cm ed una larghezza di 1.90 m, corredati di una soletta collaborante con spessore di 10 cm gettata in opera.
Luce di calcolo L = 15,00 m

Seguono qui appresso i fogli di calcolo che illustrano i risultati dei calcoli svolti ed in particolare:

- dati di progetto;
- dati dei materiali e delle armature previste;
- valori delle tensioni massime consentite e le perdite di tensione nell'acciaio;
- la descrizione dei carichi previsti, con le relative combinazioni;
- i risultati di calcolo con le relative tensioni;
- verifiche agli Stati limite;
- verifica di resistenza al fuoco REI 120'.





La trave in oggetto è precompressa con il sistema a trefoli aderenti. Il calcolo è stato eseguito secondo il D.M 14 - Gennaio - 2008 e secondo L'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 : 2005 per quanto consentito dal DM 14/1/08

N.B.: Nel calcolo il segno - indica trazione. I Newton sono ricavati col rapporto 10 anzichè 9.81 anche nei valori riferiti agli Acciai lenti.

Si considera un ambiente NORMALE - XC3: Interni umidi, esterni protetti da pioggia

- **SCHEMA STATICO:**

Altezza Trave H = 40.00 cm

Larghezza Trave B = 190.00 cm

Larghezza Nervatura An = 12.00 cm

Trave su due appoggi : Luce di calcolo LC = 14.80 m

Sbalzo sinistro Ss = 0.10 m

Sbalzo destro Sd = 0.10 m

Lunghezza totale L = 15.00 m

Il calcolo viene distinto in due fasi :

1a Fase : Reagisce la sola Trave precompressa.

2a Fase : Reagisce la Trave precompressa + il getto collaborante.

8.5.1. Analisi dei carichi

Larghezza di incidenza dei carichi: = 191.00 cm

1a Fase

Peso proprio Trave: G1 = 5.85 kN/m

Peso getto in opera: G1 = 2.50 kN/m² x 1.91 = 4.78 kN/m

2a Fase

Carichi permanenti pienamente definiti: G1 = 9.00 kN/m² x 1.91 = 17.19 kN/m

Carichi accidentali dominanti: Qk1 = 1.00 kN/m² x 1.91 = 1.91 kN/m

Coeff. Stato limite ultimo Pesi propri e permanenti γ G1= 1.30

Coeff. Stato limite ultimo Permanenti non definiti γ G2= 1.50

Coeff. Stato limite ultimo carichi accidentali γ Qk1-Qk2= 1.50

CATEGORIA SOVRAC. ACCIDENTALI DOMINANTI

Neve (a quota <=1000m s.l.m.)

Coeff. $\psi_{1\,1}$ comb.frequente = 0.20

Coeff. $\psi_{2\,1}$ quasi perm. = 0.00

- **REAZIONI AGLI APPOGGI:**

Reazione appoggio sinistro comb.Rara VraraS = 219.98 kN

Reazione appoggio sinistro comb. ultima VEdS = 288.80 kN

Reazione appoggio destro comb.Rara VraraD = -219.98 kN

Reazione appoggio destro comb. ultima VEdD = -288.80 kN

- **MATERIALI:**

Calcestruzzo:

Classe cemento = N

Classe Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco C35/45

Resistenza caratt. cubica CLS Trave allo sbanco Rckj = 45.00 N/mm²

Classe Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg C45/55

Resistenza caratt. cubica CLS Trave a 28gg Rck = 55.00 N/mm²

Coefficiente di sicurezza $\gamma_c = 1.4$

Resistenza caratt. cilindrica fck = Rck x 0.83 = 45.65 N/mm²

Resistenza media a compressione fcm = fck + 8 = 53.65 N/mm²

Resistenza di calcolo cilindrica fcd = 0.85 x fck / gammaC = 27.72 N/mm²

Resistenza media Traz. assiale fctm = 0,30 x fck^(2/3) = 3.83 N/mm²

Ecm Trave Ecm = 36.41 kN / mm²

Calcestruzzo getto in opera:

Trapezi Getto

Trapezi Getto

N°	Altezza (cm)	Base Inferiore (cm)	Base Superiore (cm)
1	10	191	191

Classe Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg C25/30

Resistenza caratt. cubica CLS Getto a 28 gg Rck = 30.00 N/mm²

Resistenza caratt. cilindrica (fck = Rck x 0.83) fck = 24.90 N/mm²

Coefficiente di sicurezza γ_c = 1.5

Resistenza di calcolo cilindrica (fcd = fck / 1.5 x 0.85) fcd = 14.11 N/mm²

Ecm Getto Ecmg = 31.44 kN / mm²

Armatura di precompressione

Trefoli stabilizzati a basso rilassamento fpk = 1860 N/mm²

Ep Trefoli stabilizzati Ep = 195.00 kN / mm²

Coefficiente di sicurezza γs = 1.15

fp1k = 1670 N/mm²

fsd = fp1k / 1.15 = 1452 N/mm²

Tesatura iniziale trefoli σ_{api} = 1400 N/mm² 2

Armatura lenta

Acciaio B450C fyk = 440.00 N/mm²

fyd = fyk / 1.15 = 382.61 N/mm²

- **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE:**

Sezione geometrica solo Trave

Altezza Trave Ho = 40.00 cm

Area Sezione Ao = 2340.97 cm²

Perimetro U = 485.06 cm

Dimensione Nominale 2 x Ao / U = 9.65 cm

Distanza baricentro da estradosso Trave Y'o = 18.95 cm

Momento inerzia Jo = 441467.30 cm4

Sezione con calcestruzzo e trefoli omogeneizzati

Coefficiente di omog. Ecs / Ecm = 5.36

Altezza Trave H1 = 40.00 cm

Area omogeneizzata A1 = 2716.95 cm²

Distanza baricentro da estradosso Trave Y'1 = 18.95 cm

Momento inerzia J1 = 441467.30 cm4

Modulo di resistenza superiore Ws1 = 23749.89 cm³

Modulo di resistenza inferiore Wi1 = 22392.66 cm³

Sezione con calcestruzzo trefoli e getti

E Getto / E Trave = 0.86

Altezza Trave H1 = 40.00 cm

Altezza Getto Hg = 10.00 cm

Area ideale trave + getto in opera A2 = 4366.24 cm²

Distanza baricentro da estradosso Trave Y'2 = 9.52 cm

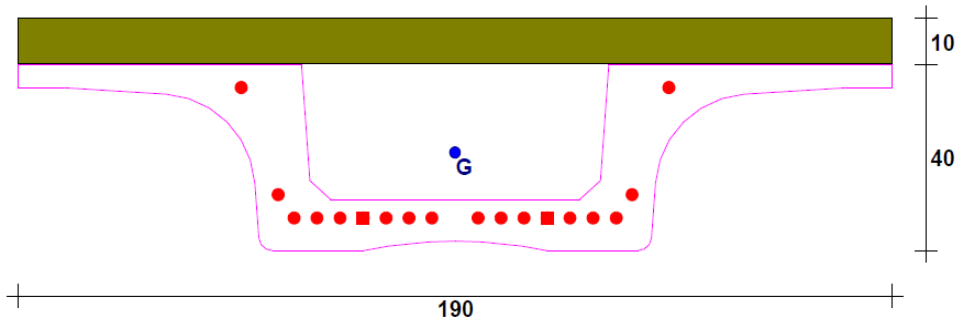
Momento inerzia Trave + getto J2 = 1055531.00 cm4

Modulo di resistenza estradosso getto Wg = 62620.57 cm³

Modulo di resistenza estradosso Trave Ws2 = 110868.60 cm³

Modulo di resistenza intradosso Trave Wi2 = 34630.93 cm³

8.5.2. Armatura di precompressione e armatura lenta: sezione con trefoli



Trefoli

N°	Y (cm)	X (cm)	Area (cm²)	Neut. Sx (m)	Neut. Dx (m)
1	7.00	60.00	1.39	0.00	0.00
2	7.00	65.00	1.39	0.00	0.00
3	7.00	70.00	1.39	0.00	0.00
4	7.00	75.00	1.39	1.50	1.50
5	7.00	80.00	1.39	0.00	0.00
6	7.00	85.00	1.39	0.00	0.00
7	7.00	90.00	1.39	0.00	0.00
8	7.00	100.00	1.39	0.00	0.00
9	7.00	105.00	1.39	0.00	0.00
10	7.00	110.00	1.39	0.00	0.00
11	7.00	115.00	1.39	1.50	1.50
12	7.00	120.00	1.39	0.00	0.00
13	7.00	125.00	1.39	0.00	0.00
14	7.00	130.00	1.39	0.00	0.00
15	12.00	56.50	1.39	0.00	0.00
16	12.00	133.50	1.39	0.00	0.00
17	35.00	48.50	1.39	0.00	0.00
18	35.00	141.50	1.39	0.00	0.00

A favore di sicurezza in queste verifiche viene trascurata la presenza di eventuale armatura lenta.

8.5.3. Analisi delle cadute di tensione

Le cadute sono calcolate nella sezione di max sollecitazione a m 7.50 dall' estremo sx della Trave.

Sollecitazioni iniziali di precompressione :

Area totale trefoli = 22.24 cm²

Distanza Baric. trefoli da lembo Inf. Trave = 11.13 cm

Tesatura iniziale = 1400.00 N/mm²

Perdita al martinetto 1.500 % tesatura iniziale = 21.00 N/mm²

Perdite per ritiro con maturazione vapore (5 giorni) = 14.40 N/mm²

Perdite per Rilassamento con maturazione a vapore = 12.84 N/mm²

Precompressione iniziale nei Trefoli σ_o = 1351.76 N/mm²

Sforzo di precompressione iniziale No = 3006.32 kN

Momento di precompressione iniziale Mo = 29838.13 kNcm

Le cadute a tempo infinito sono calcolate con la formula:

$$\Delta\sigma_{pcsr} = \frac{\varepsilon_{cs} \times E_p + 0.8 \times \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \varphi(t,t_0) \times \sigma_{cqp}}{\left(1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \times \frac{A_p}{A_c} \times \left(1 + \frac{A_c}{J_c} \times z_{cp}^2\right)\right) \times \left(1 + 0.8 \times \varphi(t,t_0)\right)} \qquad (5.46\ EC2)$$

ecs x Ep = deformazione per ritiro x Ep = 87.21 N/mm²

Ep = Modulo elasticità acciaio armonico = 195.00 kN / mm²

Dsigmapr =variazione tensione per rilassamento nel Bar. Trefoli Inf. = 59.39 N/mm²

Rilassamento Trefoli dopo mille ore = 2.50 %

Ep / Ecm = rapporto moduli acciaio/ CLS = 5.36

Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo infinito = 2.34

% vapore aria durante la maturazione = 60.00 %

Scqp = Tensione nel Bar. Trefoli (precom.+azioni quasi permanenti) = 6.31 N/mm²

Ap - Ac - Jc vedere nelle caratteristiche geometriche e sopra

Zcp = Distanza tra Bar. Trefoli e bar. Trave = 9.93 cm

Totale cadute di tensione nell' acciaio = 193.56 N/mm²

Sigma di precompressione finale nei trefoli = 1206.45 N/mm²

8.5.4. Verifica allo stato limite di esercizio

Distanza di massima sollecitazione dall' estremo sinistro della Trave: X =7.40m

Sforzo di precompressione finale Nf = 2683.13 kN

Momento di precompressione finale Mf = 266.30 kNm

Combinazione di carichi quasi permanente.

Coefficiente per combinazione quasi permanente ψ 21 = 0.00

Momento del Peso Proprio e Sovracc. Permanenti Mpp = 761.64 kNm

Momento Sovraccarichi accidentali Maqp = 0.00 kNm

Tensione sup. ammessa < 0.45 x fck Getto in Opera = 11.21 N/mm²

Tensione Sup. ammessa < 0.45 x fck Trave = 20.54 N/mm²

Tensione inferiore ammessa > fctm /1.2 = -3.19 N/mm²

Tensione superiore nel getto in Opera = 7.52 N/mm²

Tensione superiore nel CLS Trave = 16.21 N/mm²

Tensione inferiore nel CLS Trave = -0.77 N/mm²

Combinazione di carichi Frequente.

Coefficiente per combinazione frequente ψ 11 = 0.20

Momento Sovraccarichi accidentali Maf = 10.46 kNm

Tensione inferiore per considerare sez. reagente > fctm / 1.2 = -3.19 N/mm²

Tensione inferiore nel CLS Trave = -1.07 N/mm²

Combinazione di carichi Rara.

Momento Sovraccarichi accidentali Mar = 52.30 kNm

Tensione sup. ammessa nel getto < 0,60 x fck Getto in Opera = 14.94 N/mm²

Tensione Sup. ammessa < 0,60 x fck Trave = 27.39 N/mm²

Tensione superiore nel getto in Opera = 8.33 N/mm²

Tensione superiore nel CLS Trave = 16.68 N/mm²

8.5.5. Verifica allo stato limite ultimo

Il momento resistente è calcolato con il diagramma dell' acciaio formato da una bilatera con il punto di

snervamento = 0.9 x fpk / 1.15 e l' estremo in fpk / 1.15.

Il diagramma del CLS con ascissa max fcd

L'ordinata max = 3.5 o/oo Momento di calcolo con comb. ultima MEd = 1068.58 kNm

Momento Resistente MRd = 1203.10 kNm

deve essere MRd >= MEd

Deformazione del CalcestruzzoGetto Dc = 3.50 o/oo

Deformazione totale acciaio Da = 12.72 o/oo

Altezza zona compressa (0.8 x Y) da lembo sup.Getto in opera Yr = 11.82 cm

- **VERIFICHE A TAGLIO NELLA SEZIONE**

Sezione sull'appoggio sinistro

Taglio all' appoggio comb.Rara Vrara = 219.98 kN

Taglio di calcolo all'appoggio comb. ultima VEd = 288.80 kN

Larghezza resistente a Taglio bw = 24.00 cm

Angolo puntone compresso calcolato θ = 12.4 °

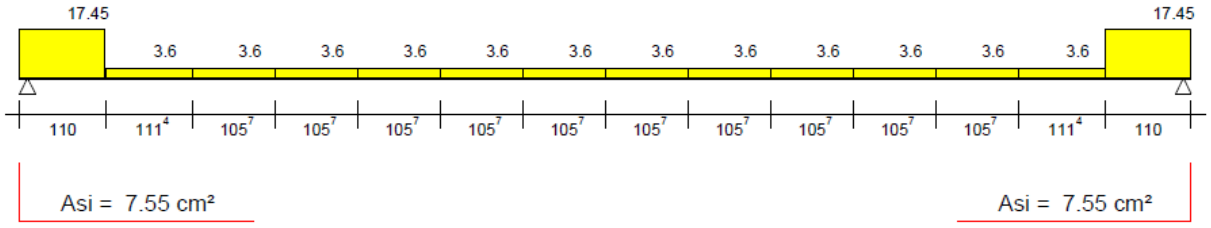
Angolo puntone compresso usato per il calcolo θ = 45.0 °

Cotg Tzeta >= 1 e <= 2.5 Cotg θ = 1.00

Angolo posizione staffe rispetto asse X α = 90 °

Progetto armatura a taglio secondo Capitoli 6.2.2 e 6.2.3 EC2

DIAGRAMMA AREA STAFFE cm²/m



Area staffe = VEd*s/(z*fywd*Cotg(Tzeta)) (6.8 EC2) Asw = 17.45 cm²/m

Acciaio inferiore minimo = VEd / (fyk /1.15) Asl = 7.38 cm²

Momento Traslato MEd = 55.88 kNm

Acciaio inferiore ancorato necessario Asa = 4.51 cm²

Momento Resistente con Asa MRd = 73.78 kNm

MRd >= MEd VERIFICATO

Acciaio inferiore necessario Asl = 7.38 cm²

rol = Asl / (bw * d) <= 0.02 (6.2.2 EC2) r l = 0.007 <= 0.02 VERIFICATO

Verifica Taglio Trazione

z = 0.9 x d z = 42.30 cm

fywd = fyk / 1.15 fywd = 382.61 N/mm²

Taglio VRd,s = Asw*z*fywd*cotg(tzeta)/s (6.8 EC2) VRds = 288.80 kN >= VEd - VERIFICATO

Area staffe max ammessa (6.12 EC2) Asw,m = 41.69 cm²/m >= Asw - VERIFICATO

Verifica Taglio Compressione

Vrd,max=(Alfacw*bw*z*ni1*fcd /(Cot(Tzeta)+Tan(Tzeta)) (6.9 EC2) Vrd,max = 689.98 kN >= VEd - VERIFICATO

dove Alfacw = α cw = 1.00

dove ni1 = 0.6 *(1 - fck/250) (6.6N EC2) ν 1 = 0.49

Verifica Puntone Ka*bw*d*ni*fcd (6.5 EC2) = 766.65 kN >= VEd - VERIFICATO

dove Ka = 0.5-0.1552 * (Cotg(Tzeta)-1)/(2.5 - 1) 0.500

ni = 0.6 * (1 - fck/250) (6.6N EC2) ν = 0.49

fcd = 27.72 N/mm²

Verifica Staffe emergenti

TAGLIO di seconda fase comb. ultima VEd2 = 186.57 kN

VEdi = Beta x VEd2 / (z x bi) (6.2.5 (6.24) EC2) = 0.40 N/mm²

dove Beta = Rapporto tra contributo getto e trave = 1.111 cm

dove bi tra trave e getto = 123.22 cm

VRdi = c * fctd (SENZA STAFFE) (6.2.5 (6.25) EC2) = 0.54 N/mm²

Dove fctd CLS getto in opera fctd = 1.19 N/mm²

Superficie Trave-Getto Scabra c = 0.45

essendo VRdi > VEdi senza tener conto di staffe sporgenti

Non c'è bisogno di staffe sporgenti

- **VERIFICHE A FLESSIONE E TAGLIO NELLE SEZIONI INIZIALI PRECOMPRESSE**

Sezione 1 a metri 1 dal punto d' appoggio.

Momento dovuto al solo PP Mpp = 40.38 kNm

SIGMA allo sbanco nei trefoli = 1351.76 N/mm²

Allo sbanco e con il solo peso della Trave. Calcolo a rottura per sollecitazione minima.

Distanza da bordo inf. ultima dello Sforzo N Dsu = 8.48 cm

Distanza da bordo inf. dello Sforzo N Dse = 12.40 cm

deve essere Dse >= Dsu

Cadute di tensione Finali nei trefoli = 304.54 N / mm²

Sigma di precompressione finale nei trefoli 1095.46 N/mm²

Sforzo di precompressione finale Nsd = 2436.31 kN

A tempo infinito e con tutti i carichi permanenti :

M per peso proprio e carichi permanenti Mpp = 191.94 kNm

Momento di Decompressione Mde = 475.19 kNm > 0

Momento di calcolo della Trave MEd = 269.29 kN x m²

Momento Resistente MRd = 1073.77 kN x m²

Deve essere MRd >= MEd

VERIFICA A TAGLIO

TAGLIO nella sezione in Comb. rara Vsdo = 190.26 kN

Larghezza nel baricentro Trave bw = 41.10 cm

TAGLIO di calcolo comb. ultima VEd = 249.78 kN

TAGLIO PORTATO DA TRAVE SENZA BISOGNO STAFFE Vrdc = 603.27 kN >= Ved

FORMULA UTILIZZATA : I x bw /S x SQR(fctd^2 + 1 x sigma bar. x fctd)

Dove I = Momento inerzia Trave + getto Ji = 1055531.00 cm4

bw = larghezza nel baricentro trave sopra riportata

S = Momento statico parte trave sup. baricentro rispetto baricentro = 29037.08 cm3

Sigma nel baricentro trave + getto 6.59 N/mm²

fctd = fctm x 0.7 / GammaC fctd = 1.92 N/mm²

9

Essendo Vrdc >Taglio ultimo pongo staffatura minima Area staffe/m = 3.60 cm2/m

8.5.6. Deformabilità della trave

Le Frecce sono calcolate nella sezione a m 7.50 dall' estremo sx della Trave

Altezza Trave = 40.00 cm

Frecce provocate dalla storia di carico della Trave :

+ Freccia verso il basso

- Freccia verso l' alto

Luce di calcolo Frecce = 14.80 m

Calcestruzzo inizio precompressione Rck' = 45.00 N/mm²

E iniziale Teorica E' = 33.640 kN/mm²

Momento inerzia Trave in mezzeria Ji = 462235 cm4

Freccia per precompressione iniziale f1= -5.642 cm

Freccia per peso proprio trave f2= 2.285 cm

Freccia allo sbanco Totale f1+f2 = -3.357 cm

FRECCIA A BREVE TERMINE : A CARICHI TUTTI AGENTI

Calcestruzzo allo stadio finale Rck = 55.00 N/mm²

E Teorica = 36.410 kN/mm²

Momento inerzia Trave in mezzeria Jt = 461026 cm4

Momento inerzia Trave + getto Jg = 1062187 cm4

Freccia per precompressione f3 = -5.378 cm

Freccia dovuta a tutti i carichi permanenti f4 = 6.732 cm

Freccia Finale carichi permanenti pien. definiti fp=f3+f4= 1.354 cm

Freccia totale per tutti i carichi a breve termine ft = 1.663 cmù

FRECCIA A LUNGO TERMINE : COMB.QUASI PERMANENTE

Fi(t,to) = Coeff. di Viscosità a tempo inf. 2.343

e quindi Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace

E efficace = (E Teorica / (1 + Fi(t,to))-(7.4.3 (7.20) EC2) 10.890 kN/mm²

e quindi Coefficiente di omog. E acciaio / E efficace 19.283

Momento inerzia Trave in mezzeria Jf = 512427 cm4

Momento inerzia Trave + getto in mezzeria Jfg = 1199883 cm4

Freccia per precompressione finale f1 = -14.344 cm

Freccia differita per carichi comb. quasi perm. di seconda fase fd = 20.131 cm

Freccia differita totale in comb quasi permanenete fdt = f1+fd fdt = 5.786 cm

Luce di calcolo Frecce / 250 Lc/250 = 5.920 cm

Freccia differita totale fdt= 5.786 cm<= Luce/250 - VERIFICATO

8.5.7. Verifica di resistenza al fuoco REI120

Le verifiche di resistenza al fuoco sono condotte in ottemperanza alla UNI EN 1992-1-2:2005, come già illustrato al paragrafo 6.4. Si precisa che:

- Con riferimento alla figura 1. di UNI EN 1992-1-2:2005 "Procedure di progettazione" si è seguito il ramo "progettazione" > "regole prescrittive" > "analisi delle membrature" > "calcolo delle azioni" > "modelli di calcolo semplificati" e "modelli di calcolo avanzati".
- L'incendio di progetto, assieme alle regole per l'analisi della temperatura, è previsto come nella sezione 3 della UNI EN 1992-1-2:2005.
- I materiali sono definiti come nella sezione 3 della UNI EN 1992-1-2:2005 per quanto concerne proprietà meccaniche e fisiche in funzione della temperatura.
- Parametri di riduzione della resistenza per i modelli di calcolo senplificati sono tratti dalla sezione 4 della UNI EN 1992-1-2:2005.

La verifica dello stato limite per le sollecitazioni N, M2, M3 è condotta sia per i modelli semplificati sia per i modelli avanzati con le consuete ipotesi di conservazione delle sezioni piane ed aderenza acciaio-cls. La verifica allo stato limite per la sollecitazione di taglio V si esplica nel controllo della minor sicurezza lato acciaio (taglio portato dall'armatura trasversale) e lato cls (verifica biella compressa).
I modelli semplificati adottano:

- Diagrammi tensioni-deformazioni utilizzati a freddo opportunamente ridotti:
  1. UNI EN 1992-1-1:2005 per il calcestruzzo prevede al punto 3.1.7. il diagramma parabola rettangolo o bilineare

2. UNI EN 1992-1-1:2005 per l'acciaio prevede al punto 3.2.7. o 3.3.6 diagrammi di tipo elastico prefettamente plastico senza limiti di deformazione o elastico incrudito con limite di deformazione.

- Fattori di riduzione funzione della temperatura per i calcestruzzi silicei o calcareiM;
- Fattori di riduzione per gli acciai funzione del tipo e del comportamento limite della sezione (acciaio compresso e teso con deformazione inferiore al 2% e acciaio teso con deformaizone superiore al 2%).

La modalità di verifica secondo il modello semplificato richiede pertanto gli usuali parametri e algoritmi in uso per le verifiche a freddo.

I modelli avanzati utilizzano diagrammi tensioni deformazioni come da sezione 3 di UNI EN-1991-1-2:2005:

1. Per il calcestruzzo, si adotta un diagramma definito dai tre parametri funzione della temperatura resistenza massima, tensione corrispondente alla resistenza massima, deformazione corrispondente alla tensione nulla (esiste pertanto un ramo discendente);
2. Per l'acciaio si adotta un diagramma definito dai tre seguenti parametri tutti funzione della temperatura:
    - E(t) modulo elastico
    - fp(t) tensione al limite proporzionale
    - fy(t) tensione massima
    - ep(t) deformazione per fp
    - ey(t) deformazione iniziale per fy (inizio trratto orizzontale)
    - et(t) deformazione finale per fy (fine tratto orizzontale)
    - eu(t) deformazione per tensione nulla (esiste pertanto un ramp discendente)

La modalità di verifica con il modello avanzato necessita di alcune precisazioni:

- il calcestruzzo al crescere della temperatura diminuisce la resistenza;
- il calcestruzzo al crescere della temperatura duventa più duttile ossia aumenta la deformazione per cui attinge la massima resistenza e la deformazione in cui si annulla la resistenza;

- si ammette pertanto che alcune fibre siano deformate in modo da cadere nel ramo discendente;
- l'acciaio al crescere della temperatura diminuisce il modulo elastico, presenta una fascia non lineare (tra la proporzionale e la plastica) crescente, e in particolare nel precompresso varia et(t) e eu(t).

La resistenza limite della sezione si ottiene pertanto iterando sulla curvatura ossia variando la deformazione massima del calcestruzzo e limitando quella dell'acciaio a et(t).

La modalità di analisi termica della sezione è identica nei due modelli.
Per determinare la mappa termica si è effettuata una analisi del transitorio con elementi finiti bidimensionakli utilizzando il codice "FIRES_T3: A Computer Program for the Fire Reponse of Strucutre-Thermal (three dimensional version)" di Iding, R; Bresler, B; Nizamuddin, Z; disponibile presso il "Building and fire research Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, MD 20899". Il software, opportunamente adattato per operare in ambiente grafico - interattivo assicura risultati coerenti con le mappe termiche della norma UNI EN 1992-1-2:2005. Poiché l'analisi Termica della sezione è effettuata indipendentemente dalla disposizione delle armature può essere adottata per tutte le verifiche allo stato limite ultimo.

VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO DELLA SEZIONE A T=120 minuti
UNI EN 1992-1-2:2005 MODELLO SEMPLIFICATO

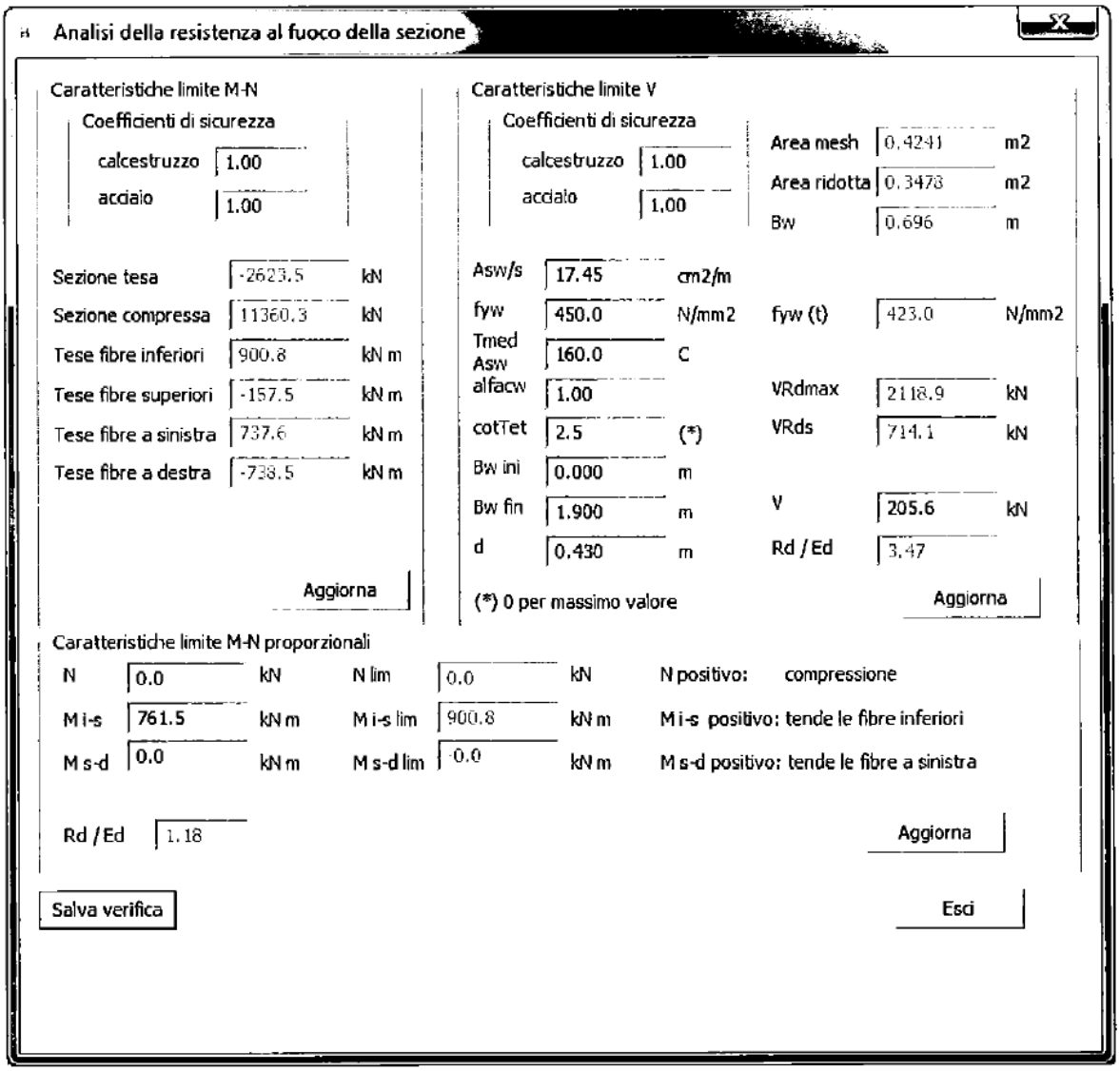
Stato	Verifica N/M	Azione N	Azione Mxx	Azione Myy	Azione Nu	Azione Muxx	Azione Muyy	Defor. C	Defor. S	x/d
		kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	%	%	
Verificata	1.18	0.0	761.50	0.0	1.60e-04	900.75	0.0	-0.35	1.82	0.16

Stato	Verifica V	Azione V	Azione Vu	Area St.	fyw	Temp.	Ks(T)	CotTeta	Azione VRdmax	Azione Vrd,s
		kN	kN	cm2/m	N/mm2	C			kN	kN
Verificata	3.47	205.60	0.0	17.45	450.00	160.00	0.94	2.50	2118.87	714.15

Figura	Materiale	Nota	Da X	Da Y	A X	A Y	Esposizione	alfa c	exp n	e res
			cm	cm	cm	cm		W/m2C		
1	Cls	Rck=55 [N/mm2]	0.0	40.00	0.0	35.00	Non esposto			
			0.0	35.00	9.84	35.00	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			9.84	35.00	32.17	33.58	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			32.17	33.58	37.05	32.67	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			37.05	32.67	41.54	30.64	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			41.54	30.64	45.38	27.65	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			45.38	27.65	48.40	23.86	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			48.40	23.86	50.46	19.46	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			50.46	19.46	51.44	14.49	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			51.44	14.49	52.30	2.78	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			52.30	2.78	52.80	1.32	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			52.80	1.32	53.88	0.35	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			53.88	0.35	55.29	0.0	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			55.29	0.0	75.00	0.0	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			75.00	0.0	80.56	0.96	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			80.56	0.96	89.27	1.84	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			89.27	1.84	95.00	2.00	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			95.00	2.00	100.73	1.84	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			100.73	1.84	109.44	0.96	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			109.44	0.96	115.00	0.0	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			115.00	0.0	134.71	0.0	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			134.71	0.0	136.12	0.35	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			136.12	0.35	137.20	1.32	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			137.20	1.32	137.70	2.78	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			137.70	2.78	138.56	14.49	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			138.56	14.49	139.54	19.46	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			139.54	19.46	141.60	23.86	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			141.60	23.86	144.62	27.65	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			144.62	27.65	148.46	30.64	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			148.46	30.64	152.95	32.67	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			152.95	32.67	157.83	33.58	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			157.83	33.58	180.16	35.00	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			180.16	35.00	190.00	35.00	Esposto incendio	25.00	1.00	0.56
			190.00	35.00	190.00	40.00	Non esposto			
			190.00	40.00	128.39	40.00	Non esposto			
			128.39	40.00	126.57	15.05	Non esposto			
			126.57	15.05	122.11	11.00	Non esposto			
			122.11	11.00	95.00	11.00	Non esposto			
			95.00	11.00	67.89	11.00	Non esposto			
			67.89	11.00	63.43	15.05	Non esposto			
			63.43	15.05	61.61	40.00	Non esposto			
			61.61	40.00	0.0	40.00	Non esposto			
2	Cls	Rck=30 [N/mm2]	61.61	40.00	128.39	40.00	Non esposto			
			128.39	40.00	190.00	40.00	Non esposto			
			190.00	40.00	190.00	50.00	Non esposto			
			190.00	50.00	0.0	50.00	Esposto aria	9.00	1.00	0.56
			0.0	50.00	0.0	40.00	Non esposto			
			0.0	40.00	61.61	40.00	Non esposto			

Ferro	pos. X	pos. Y	Temp.	Epsilon	Sigma	area	fyk	Tipo	fptk	e fptk	e decomp.
	cm	cm	C	%	N/mm2	cm2	N/mm2	N/mm2			
1	127.50	7.00	363.61	1.82	324.01	1.13	440.00	Classe N lam.	0.0	0.0	0.0
2	62.50	7.00	366.86	1.82	322.58	1.13	440.00	Classe N lam.	0.0	0.0	0.0

Ferro	pos. X	pos. Y	Temp.	Epsilon	Sigma	area	fyk	Tipo	fptk	e fptk	e decomp.
3	144.00	35.00	287.12	0.41	357.67	1.13	440.00	Classe N lam.	0.0	0.0	0.0
4	46.00	35.00	287.01	0.41	357.72	1.13	440.00	Classe N lam.	0.0	0.0	0.0
5	60.00	7.00	423.27	1.82	789.14	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
6	65.00	7.00	344.33	1.82	1063.90	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
7	70.00	7.00	322.26	1.82	1140.74	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
8	75.00	7.00	338.23	1.82	1085.16	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
9	80.00	7.00	377.54	1.82	948.32	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
10	85.00	7.00	407.02	1.82	845.73	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
11	90.00	7.00	445.76	1.82	710.86	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
12	100.00	7.00	429.49	1.82	767.50	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
13	105.00	7.00	402.21	1.82	862.46	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
14	110.00	7.00	371.61	1.82	968.97	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
15	115.00	7.00	335.80	1.82	1093.59	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
16	120.00	7.00	320.59	1.82	1146.53	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
17	125.00	7.00	341.20	1.82	1074.81	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
18	130.00	7.00	424.79	1.82	783.88	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
19	56.50	12.00	448.85	1.57	695.59	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
20	133.50	12.00	451.28	1.57	687.19	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
21	48.50	35.00	229.46	0.41	1375.13	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03
22	141.50	35.00	230.26	0.41	1372.84	1.39	1674.00	Classe A fili e tref.	1860.00	0.05	5.00e-03


Analisi della resistenza al fuoco della sezione
Caratteristiche limite M-N
Coefficienti di sicurezza
calcestruzzo 1.00
acciaio 1.00
Sezione tesa -2623.5 kN
Sezione compressa 11360.3 kN
Tese fibre inferiori 900.8 kN m
Tese fibre superiori -157.5 kN m
Tese fibre a sinistra 737.6 kN m
Tese fibre a destra -738.5 kN m
Aggiorna
Caratteristiche limite V
Coefficienti di sicurezza
calcestruzzo 1.00
acciaio 1.00
Area mesh 0.4241 m2
Area ridotta 0.3478 m2
Bw 0.696 m
Asw/s 17.45 cm2/m
fyw 450.0 N/mm2
fyw (t) 423.0 N/mm2
Tmed 160.0 C
Asw
alfacw 1.00
cotTet 2.5 (*)
Bw ini 0.000 m
Bw fin 1.900 m
d 0.430 m
VRdmax 2118.9 kN
VRds 714.1 kN
V 205.6 kN
Rd / Ed 3.47
(*) 0 per massimo valore
Aggiorna
Caratteristiche limite M-N proporzionali
N 0.0 kN
N lim 0.0 kN
N positivo: compressione
M i-s 761.5 kN m
M i-s lim 900.8 kN m
M i-s positivo: tende le fibre inferiori
M s-d 0.0 kN m
M s-d lim -0.0 kN m
M s-d positivo: tende le fibre a sinistra
Rd / Ed 1.18
Aggiorna
Salva verifica
Esci

8.6. Muri perimetrali di contenimento

Nel presente paragrafo sono contenute le verifiche eseguite alla base dei muri perimetrali della autorimessa che sono soggetti alla spinta (statica e sismica) del terreno retrostante. I muri hanno spessore costante pari a 40 cm.
La massima altezza del terreno a tergo del muro adottata nel calcolo è pari a 4.50 m (muro a sud in corrispondenza dell'allineamento "p": l'altezza è misurata a partire dall'estradosso della platea di fondazione); la maggior parte dei muri di contenimento presenta però un'altezza di terreno pari a 3.20 m (sempre a partire dall'estradosso della fondazione).

All'interno del modello di calcolo agli elementi finiti i muri perimetrali sono variamente vincolati e hanno diverse geometrie, per cui risentono in vario modo degli elementi strutturali vicini che spesso offrono contrasto e quindi le sollecitazioni risultanti al piede dei muri sono diverse a seconda della posizione in cui vengono lette, e risulta complessa la loro illustrazione.
Quindi si ritiene, per motivi di semplicità, comprensibilità e conservatività, di eseguire le verifiche in modo semplificato considerando i muri senza alcun contrasto e incastrati al piede all'interno della platea di fondazione.
Si eseguiranno quindi le verifiche utilizzando per la spinta del terreno un coefficiente di spinta a riposo k_0, a cui sarà sommata la sovraspinta sismica e la spinta di un sovraccarico accidentale pari a 10 kN/mq (non è previsto il transito di veicoli al di sopra dei terrapieni considerati).

8.6.1. Muri con h terreno > 3.20 m

Altezza totale max muro	4,5	m
Spessore	0,4	m

Non si considerano possibili spostamenti relativi ($\beta_m = 1$)

peso proprio terreno	19	kN/m^3
angolo di attrito terreno	35	°

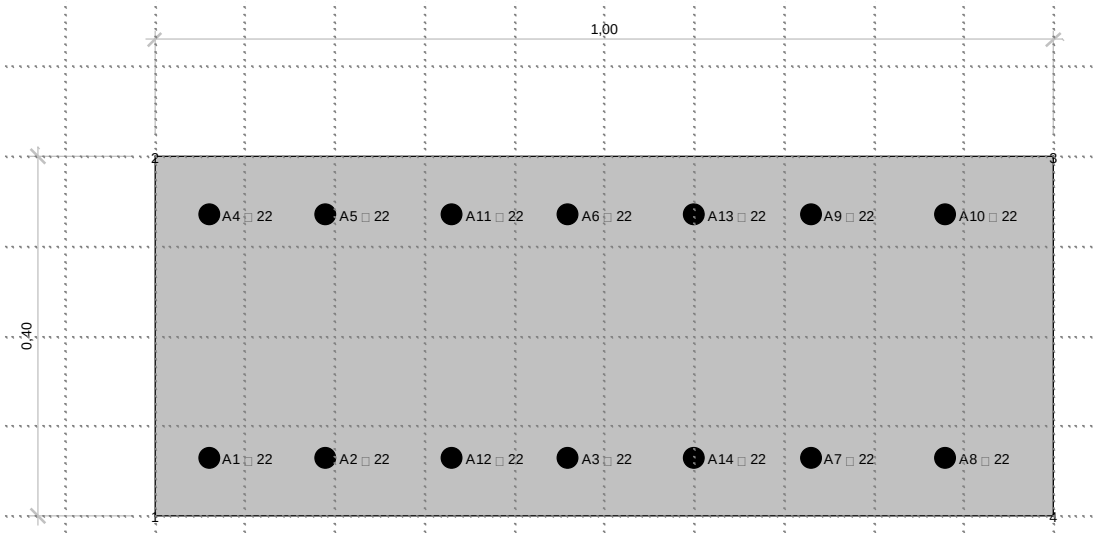
angolo di attrito terra-muro	23,3	°
Coefficiente di spinta	0,426	
terreno tipo C		
a_{max}/g	0,087	
β_m = 1		
kh =	0,087	
kv (+/-) =	0,0435	
da cui θ(-) =	5,197	°
da cui θ (+) =	4,766	°
Kae(-)	0,300	(Coeff M1)
Kae(+)	0,295	(Coeff M1)

Verifiche a Stato Limite Ultimo

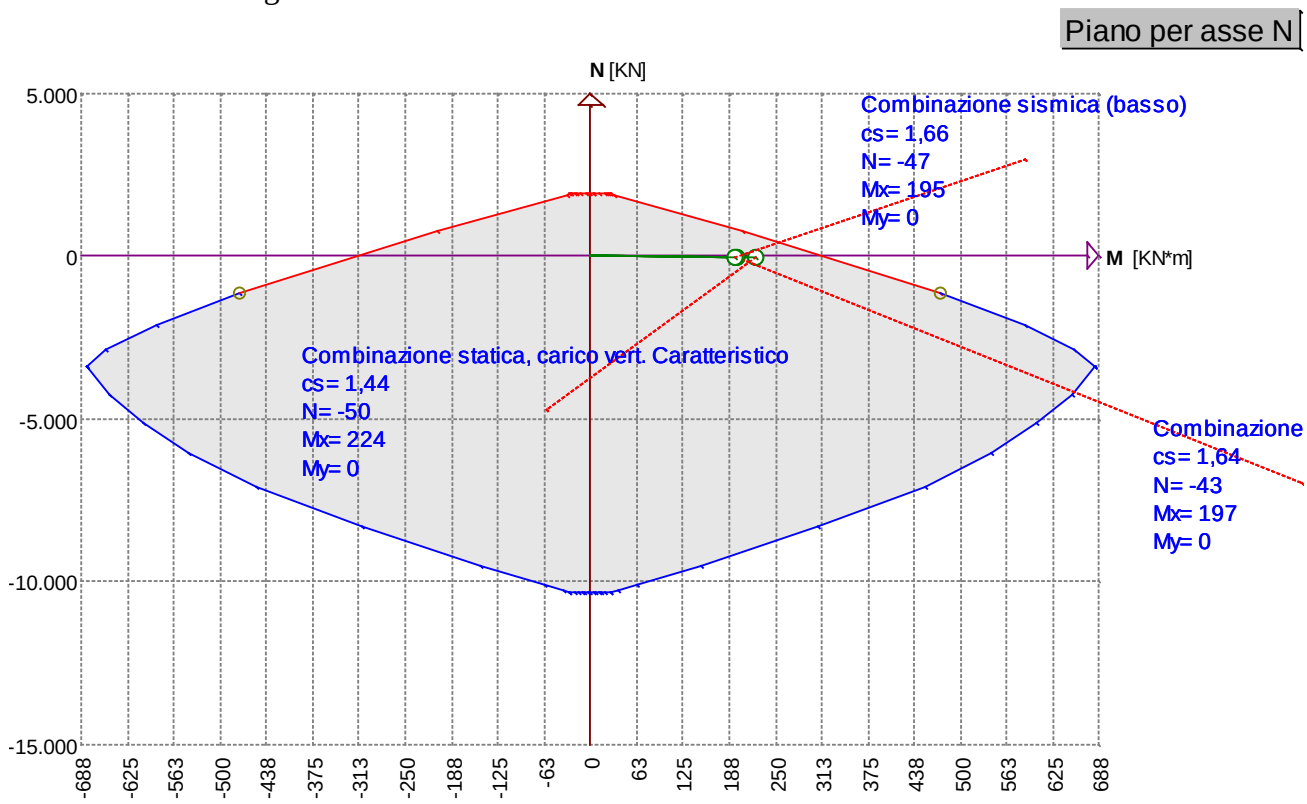
	N (kN/m)	M (kNm/m)	V (kN/m)
Peso proprio muro	45,0	0,0	0,0
Spinta terreno (coeff. M1)	0,0	123,0	82,0
Spinta sovraccarico (coeff. M1)	0,0	43,2	19,2
Spinta statica + sismica alto (coeff. M1)	0,0	188,0	95,2
Spinta statica + sismica basso (coeff. M1)	0,0	185,7	94,2
Forze d'inerzia elevazione (orizzontali)	0,0	8,8	3,9
Forze d'inerzia elevazione (verticali)	2,0	0,0	0,0

Combinazioni strutturali SLU, coefficienti M1

	N (KN/m)	M (KNm/m)	V (KN/m)
Combinazione statica	-49,5	224,40	136,65
Combinazione sismica (alto)	-43,04	196,80	99,14
Combinazione sismica (basso)	-46,95	194,50	98,12



La sezione presenta un'armatura simmetrica di ϕ22/15 cm. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



Le verifiche a taglio sono soddisfatte in assenza di armatura a taglio. In ogni caso si inseriranno i minimi di armatura trasversale previsti dalla normativa.

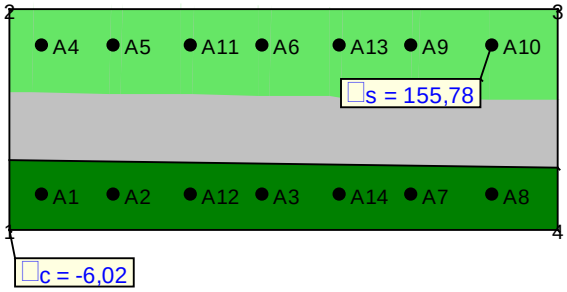
Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Combinazioni strutturali SLE, coefficienti M1

	N (KN/m)	M (KNm/m)	V (KN/m)
Combinazione QP	-45	123,0	82.0
Combinazione FREQ	-45	144,6	91.6

Unità di misura: [L]=mm [F]=N

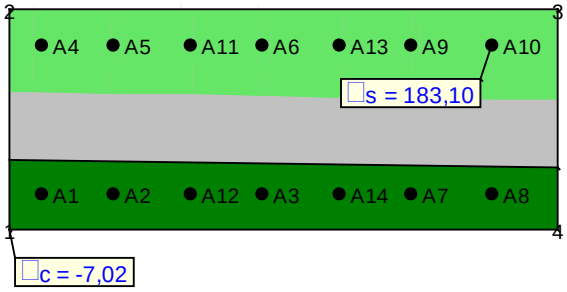
qp
N= -45000
M x-x= 123500000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-500,00 y=127,52
a x=500,00 y=113,39



Ampiezza fessure:
Wd=0,1796 (< 0,2000)

Unità di misura: [L]=mm [F]=N

Combinazione 1
N= -45000
M x-x= 144000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-500,00 y=126,90
a x=500,00 y=112,60



Ampiezza fessure:
Wd=0,2112 (< 0,3000)

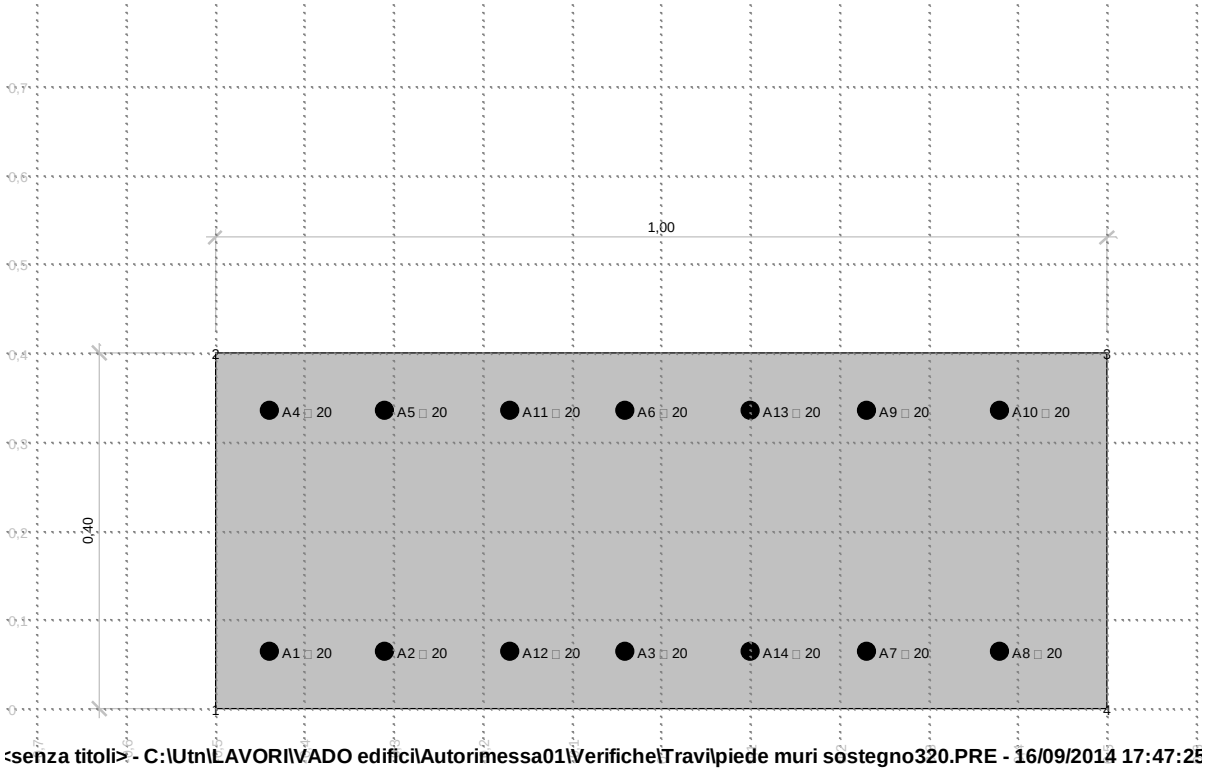
8.6.2. Muri con h terreno ≤ 3.20 m

Altezza totale max muro	3,2	m
Spessore	0,4	m
Non si considerano possibili spostamenti relativi ($\beta_m = 1$)		
peso proprio terreno	19	kN/m^3
angolo di attrito terreno	35	°
angolo di attrito terra-muro	23,3	°
Coefficiente di spinta	0,426	
terreno tipo	C	
a_{max}/g	0,087	
β_m =	1	
kh	0,087	
kv (+/-)	0,0435	
da cui θ(-) =	5,197	°
da cui θ (+) =	4,766	°
Kae(-)	0,300	(Coeff M1)
Kae(+)	0,295	(Coeff M1)

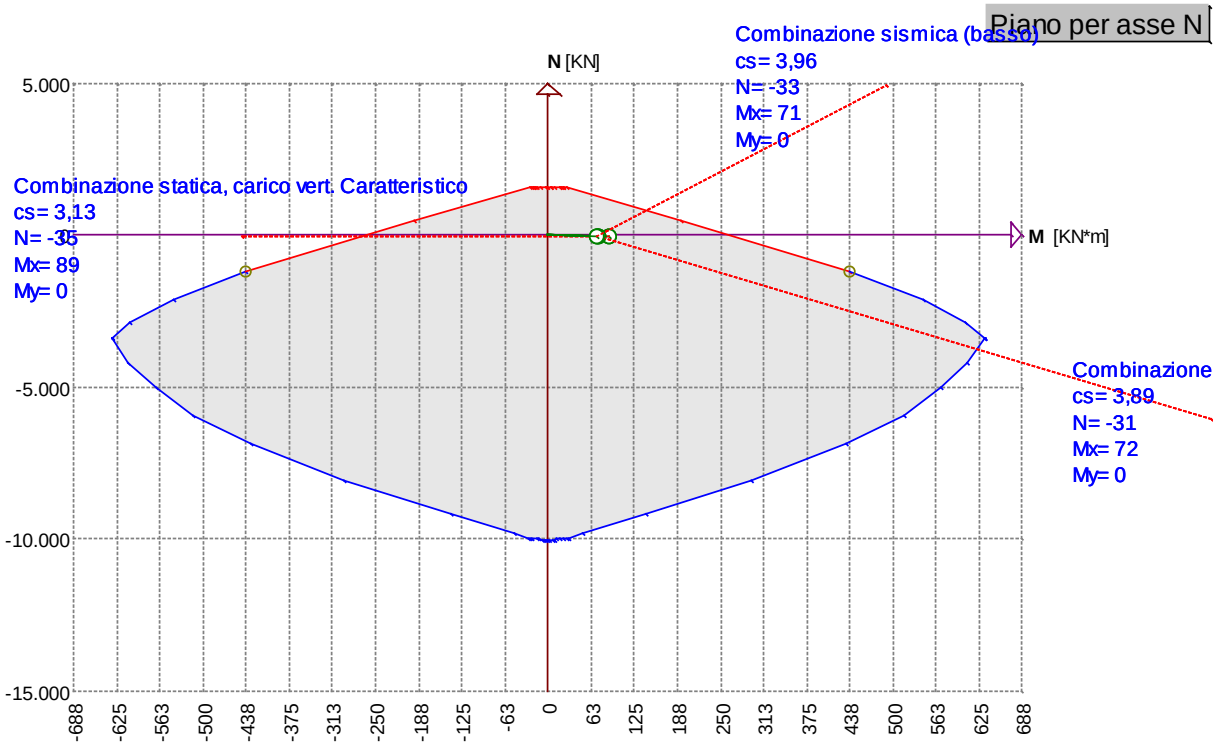
	N (kN/m)	M (kNm/m)	V (kN/m)
Peso proprio muro	32,0	0,0	0,0
Spinta terreno (coeff. M1)	0,0	44,2	41,5
Spinta sovraccarico (coeff. M1)	0,0	21,8	13,6
Spinta statica + sismica alto (coeff. M1)	0,0	67,6	48,2
Spinta statica + sismica basso (coeff. M1)	0,0	66,8	47,6
Forze d'inerzia elevazione (orizzontali)	0,0	4,5	2,8
Forze d'inerzia elevazione (verticali)	1,4	0,0	0,0

Verifiche a Stato Limite Ultimo

	N (KN/m)	M (KNm/m)	V (KN/m)
Combinazione statica	-35,2	89,2	74,4
Combinazione sismica (alto)	-30,6	72,05	50,9
Combinazione sismica (basso)	-33,4	71,2	50,4



La sezione presenta un'armatura simmetrica di ϕ20/15 cm. Il campo M,N di rottura della sezione è il seguente:



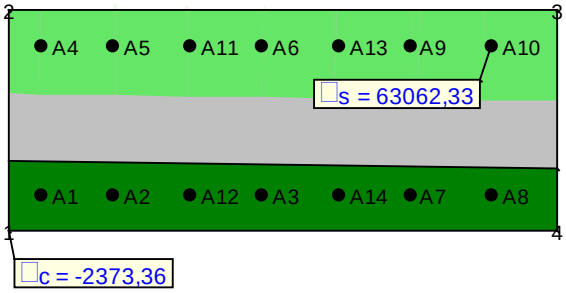
Le verifiche a taglio sono soddisfatte in assenza di armatura a taglio. In ogni caso si inseriranno i minimi di armatura trasversale previsti dalla normativa.

Verifiche a Stato Limite di Esercizio

	N (kN/m)	M (kNm/m)	V (kN/m)
Combinazione QP	-32	44,2	41,5
Combinazione FREQ	-32	55,2	48,3

Unità di misura: [L]=m [F]=KN

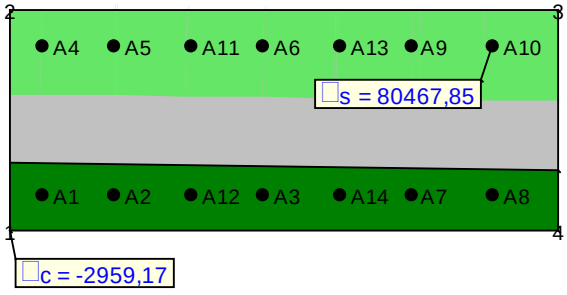
qp
N= -32
M x-x= 44
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-0,50 y=0,12
a x=0,50 y=0,11



Ampiezza fessure:
Wd=0,0001 (< 0,0002)

Unità di misura: [L]=m [F]=KN

Combinazione 1
N= -32
M x-x= 55
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-0,50 y=0,12
a x=0,50 y=0,11



Ampiezza fessure:
Wd=0,0001 (< 0,0003)

Le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Non si ritiene comunque opportuno ridurre le armature al di sotto di quelle qui verificate proprio per garantire che siano in ogni sezione assorbite anche le sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo (che, come già detto sopra, risentono della presenza degli elementi strutturali contigui e dalle zone di appoggio delle travi) sia le eventuali sollecitazioni flessionali derivanti dall'appoggio dei tegoli prefabbricati, che pur se semplicemente ap-

poggiati, in realtà anche solo per effetto dell'attrito potrebbero trasferire modeste sollecitazioni flettenti e taglianti.

8.7. Soletta h = 35 cm

In corrispondenza dello spigolo lato Nord della struttura, che corrisponde alla zona in cui la copertura con i tegoli prefabbricati presenta maggiore altezza, è prevista la realizzazioe di una soletta triangolare, di spessore 35 cm, che costituisce un piano intermedio a 3 m circa di quota rispetto all'estadosso della platea di fondazione.

Tale soletta è sostenuta da due muri perimetrali e dai due pilastri frames 114 e 115.

8.7.1. Verifiche a momento flettente positivo

Nel seguito si illustrano le distribuzioni delle sollecitazioni flessionali positive (che tendono le fibre inferiori della soletta) in direzione 1 e in direzione 2 (momenti flettenti in kNm/m). Nelle figure seguenti l'asse 1 è rappresentato in colore rosso, l'asse 2 in colore verde, mentre l'asse 3 è normale alla superficie della soletta.

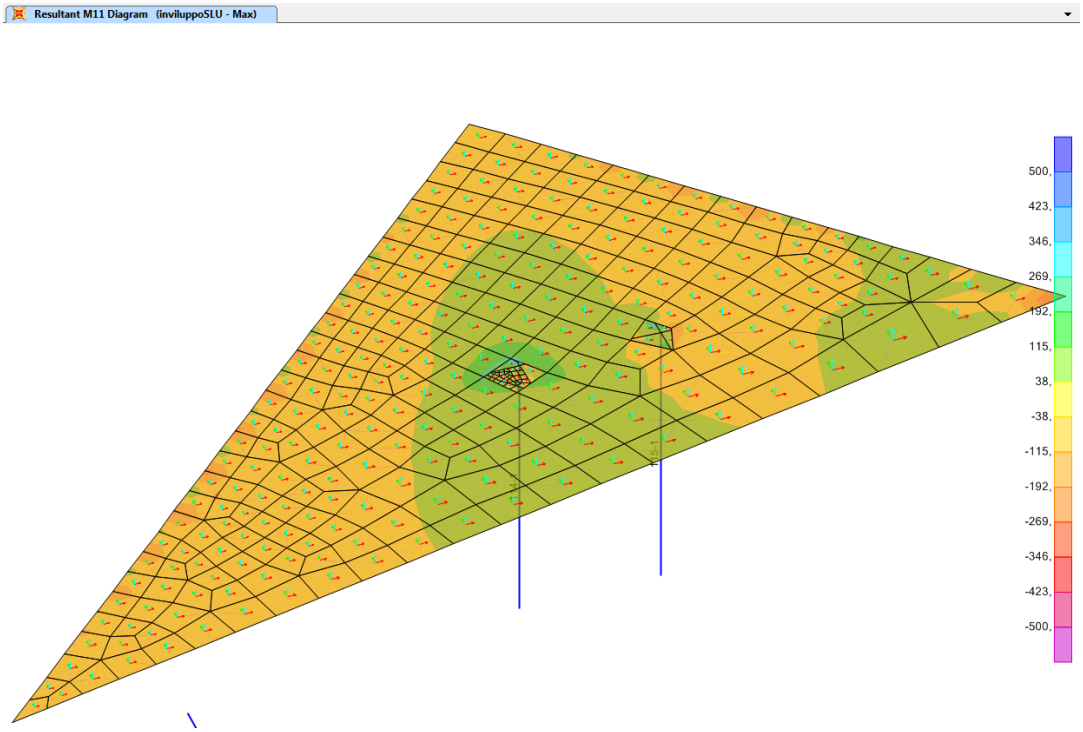


FIG. 8.16 - INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI POSITIVI ALLO SLU IN DIREZIONE 1 (CIOÈ LUNGO IL LATO OBLIQUO DELLA SOLETTA)

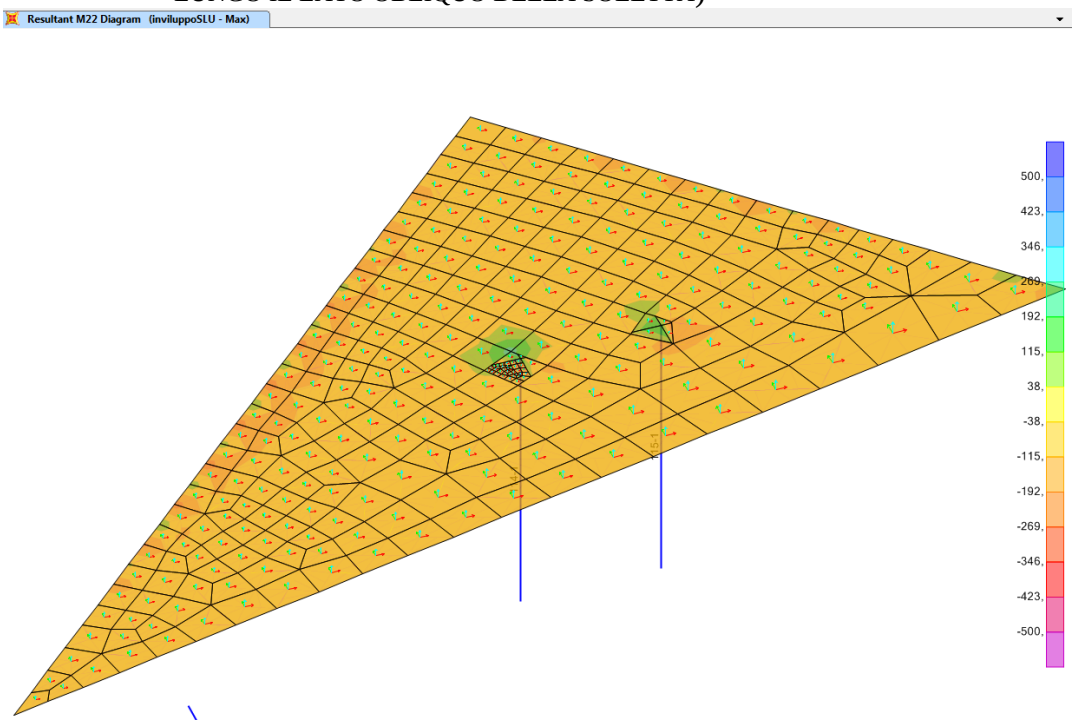
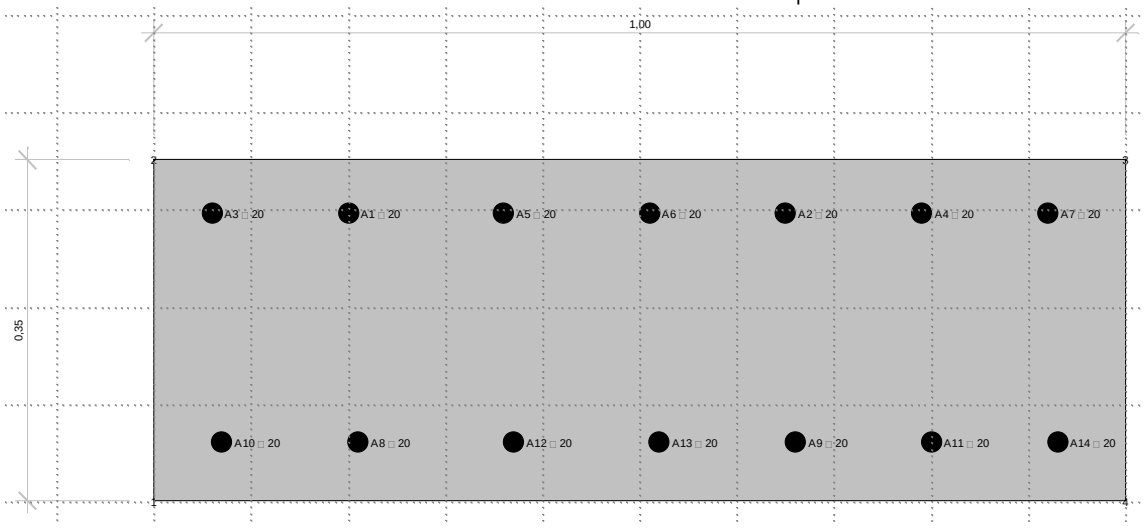


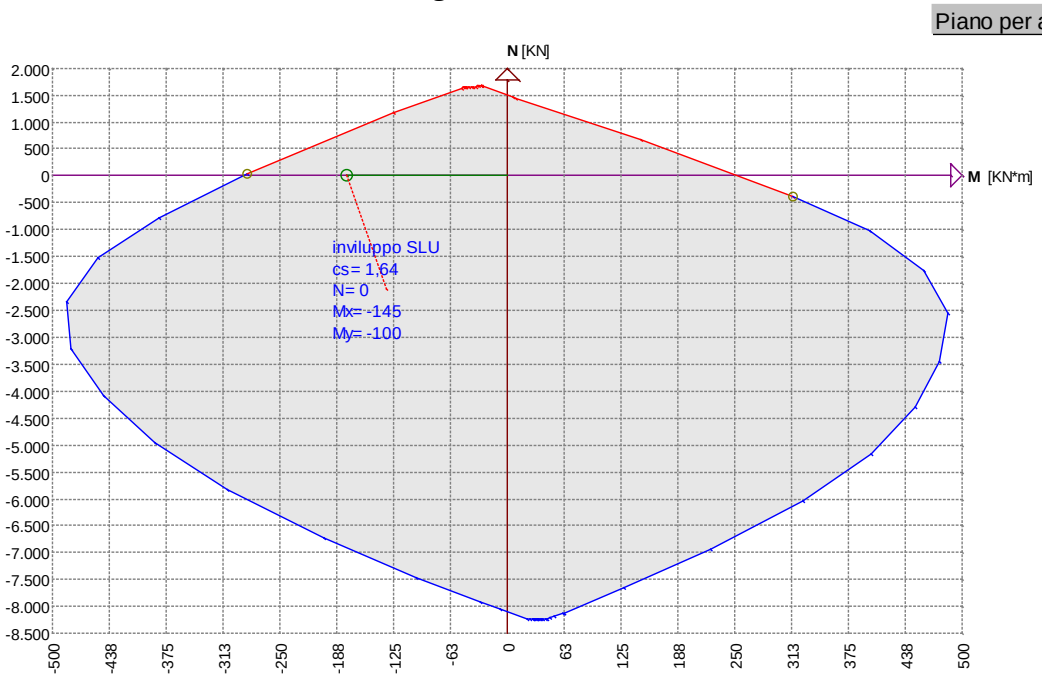
FIG. 8.17 - INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI POSITIVI ALLO SLU IN DIREZIONE 2

Operando una media su una larghezza di circa 40 cm, si verifica un momento flettente positivo allo SLU in direzione 1 pari a 145 kNm/m, considerando concomitante un momento SLU in direzione 2 pari a 100 kNm/m. Le forze assiali di compressione conservativamente non vengono considerate.

La sezione viene armata con un'armatura simmetrica di barre ϕ20/ 15 x 15.



Il dominio di rottura risultante è il seguente:



8.7.1. Verifiche a momento flettente negativo

Nel seguito si illustrano le distribuzioni delle sollecitazioni flessionali negative, che sono rilevanti in corrispondenza dei pilastri e dei muri perimetrali. Sono leggermente preponderanti le sollecitazioni in direzione 2. Quindi all'interno della sezione si porranno in posizione più elevata i ferri in direzione 2 di quelli in direzione 1.

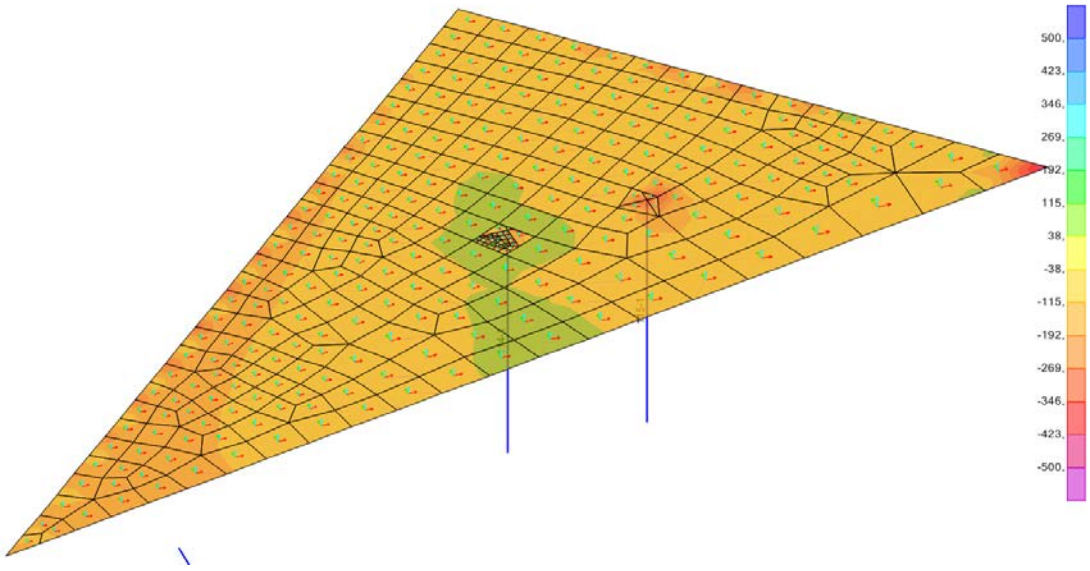


FIG. 8.18 - INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI NEGATIVI ALLO SLU IN DIREZIONE 1 (CIOÈ LUNGO IL LATO OBLIQUO DELLA SOLETTA)

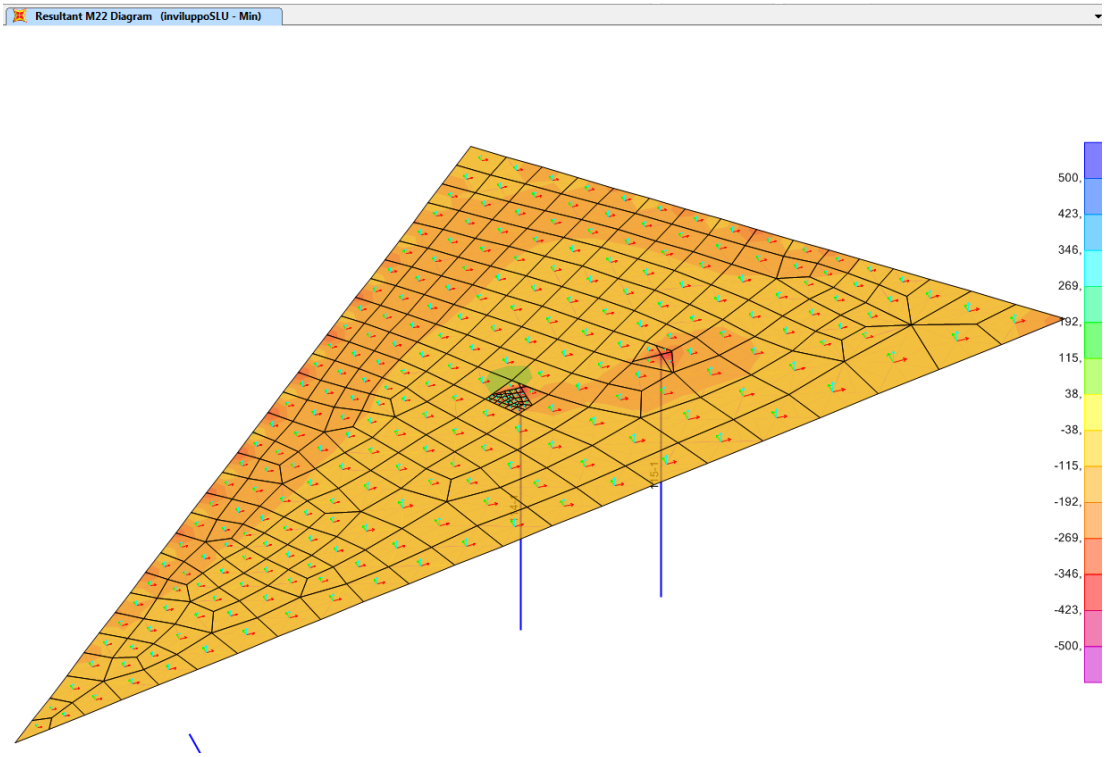
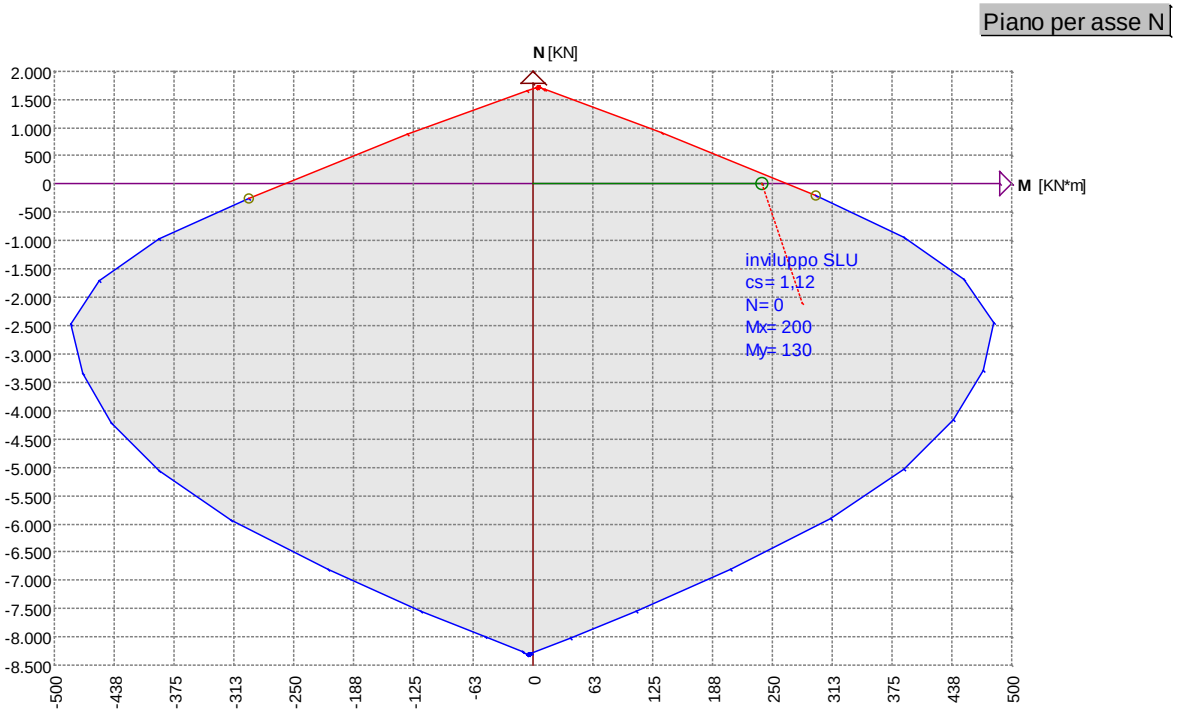


FIG. 8.19 - INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI NEGATIVI ALLO SLU IN DIREZIONE 2

Operando una media su una larghezza di circa 40 cm, si verificherà un momento flettente positivo allo SLU in direzione 2 pari a -200 kNm/m, considerando concomitante un momento SLU in direzione 1 pari a -130 kNm/m (tali sollecitazioni derivano dalle tensioni presenti nell'intorno dei pilastri, ma le tensioni in corrispondenza dei muri perimetrali sono di poco inferiori). Le forze assiali di compressione conservativamente non vengono considerate.

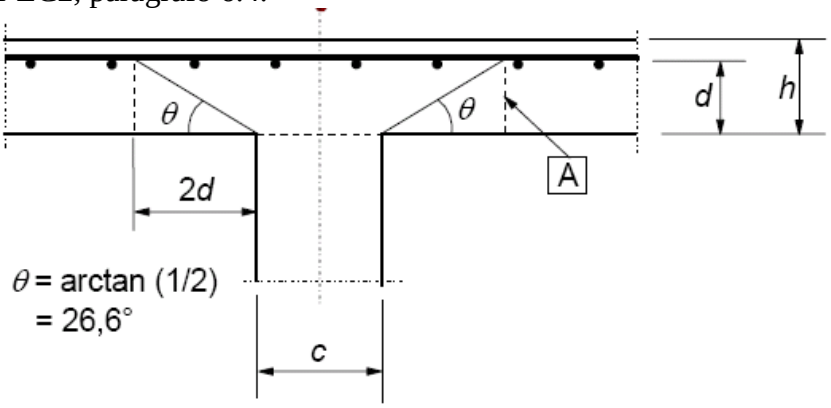
La sezione viene armata con un'armatura simmetrica di barre ϕ20/ 15 x 15.

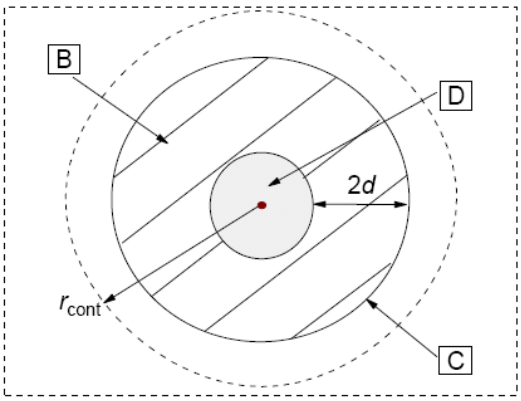
Il dominio di rottura risultante è il seguente:



Per quanto riguarda le verifche a taglio/punzonamento della soletta, la massima differenza di azione assiale tra un pilastro al piano inferiore (frame n° 115) e quello al piano superiore (n° 117) si verifica nella combinazione SLU2I ed è pari a 440 kN, che corrisponde allo sforzo di punzonamento da verificare. In aggiunta allo sforzo normale si verifica anche una sollecitazione flettente, ottenuta sempre per differenza tra il pilastro superiore e quello inferiore, pari a 323 kNm/m in direzione 2 e 128 kNm/m in direzione 3.

Si riporta nel seguito la verifica a punzonamento, eseguita secondo le prescrizioni dell'EC2, paragrafo 6.4.





B - basic control area A_{cont}
C - basic control perimeter, u_1
D - loaded area A_{load}
r_{cont} further control perimeter

Verifica a punzonamento secondo EC2 paragrafo 6,4

Geometria piastra e armatura
altezza piastra (mm) 350 mm / copriferro effettivo 45 mm
armatura longitudiale (o esterna) diametro 20 mm / passo 150 mm

armatura trasversale (o interna) diametro 20 mm / passo 150 mm

Geometria pilastro
diametro 600 mm (in caso di sezione circolare)

Momento flettente attorno all'asse x 323000000 (N*mm)
Momento flettente attorno all'asse y 128000000 (N*mm)
Sforzo normale 440000 (N)

deff = 285 mm
perimetro di controllo = 5466,3 mm perimetro del pilastro = 1884,9 mm
eccentricità = 789,6
coefficiente b = 1,85
tensione di punzonamento risultante ved = 0,524 N/mm2

Calcestruzzo Rck 45 N/mm2; fck= 37,35 N/mmq; fcd = 21,17 N/mmq;

Con riferimento all'espressione 6.47 di EC2 si ha:
Coefficiente di sicurezza γc = 1,5 (1.5: carichi permanenti e transitori, 1.2: carichi eccezionali)

Coefficiente k = 1,838 < 2.0!

larghezza e lunghezza striscia di verifica llx = 2310 mm; lly = 2310 mm;
Area di armatura nella striscia di verifica Alx= 4838 mm^2; Aly= 4838 mm^2
Percentuale geometrica di armatura r1 = 0,0073 < 0.02! ρlx = 0,0073 ρly = 0,0073 < 0.02!

Eventuali forze normali nella piastra (compr. >0) Ned,x = 0 N; Ned,y = 0 N
Aree di calcestr. relative alle forze normali Ac,x= 175000 mm^2; Ac,y= 175000 mm^2
Sollecitazioni normali nella piastra (compr. >0) scx = 0 N/mm^2; scx = 0 N/mm^2

Resistenza a punzonamento senza armatura vrd,c = 0,665 > vmin = 0,532
Resistenza a punzonamento con armatura vrd,cs = 0.559
Resistenza massima (limite superiore) vrd,max = 5,401 armatura superiore al minimo richiesto per flessione

eventuale armatura a taglio
N° ferri a taglio in un perimetro attorno al pilastro 8 diametro 12 mm; Asw = 288 mm^2
distanza tra 2 perimetri consecutivi con armatura sr = 300 mm
resistenza di progetto armatura fywd,ef = 321,25 < 383 N/mm2

verifiche
1) ved (calcolata lungo il perimetro del pilastro) < vrd,max VERIFICA SODDISFATTA
2) ved (calcolata lungo il perimetro a distanza 2d) < vrd,c VERIFICA SODDISFATTA
SENZA ARMATURA A TAGLIO
3) ved < vrd,cs ARMATURA NON NECESSARIA

L'armatura specifica a punzonamento non sarebbe necessaria; si ipotizza comunque che all'interno della soletta saranno presenti i tralicci delle predalles usate per il getto i quali, se di altezza opportuna, offrono una sufficiente resistenza alle azioni taglianti e di punzonamento. A titolo esemplificativo, nella verifica sopra riportata sono stati inseriti 8 D 12 attorno all'impronta del pilastro, con una distanza radiale di 30 cm.

8.8. Platea di fondazione

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa

Le verifiche verranno condotte applicando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/1/2008), e pertanto con:
- il set di coefficienti moltiplicatori dei carichi tipo "A1" di cui alla tab 2.6.I delle NTC;
- i coefficienti parziali del set M1 per i parametri geotecnici del terreno, tutti pari a 1.0;
- il set R3 di coefficienti parziali γ_R, indicato dalla tabella 6.4.I delle NTC.

TAB. 8.2 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI (TAB. 6.4.I DELLE NTC)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	γ_R = 1,0	γ_R = 1,8	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1	γ_R = 1,1

Nel seguito sono riportate le verifiche di tipo (STR), cioè le verifiche di resistenza, successivamente saranno riportate le verifiche di tipo geotecnico.

La platea di fondazione è soggetta a sollecitazioni elevate in corrispondenza della base dei pilastri. Pertanto, le verifiche più significative dal punto di vista strutturale sono

quelle a flessione sotto i pilastri e a taglio/punzonamento (queste ultime saranno effettuate secondo le prescrizioni di NTC 2008 ed Eurocodice 2).

8.8.1. Platea di fondazione - Verifiche a momento flettente ai piedi dei pilastri

La platea di fondazione è costituita da due getti successivi di calcestruzzo del tipo 32/40, il primo getto (sui disegni visibile come spessore strutturale) pari a 48 cm di spessore ed il secondo getto, di spessore variabile da 10 a 12 cm, effettuato successivamente per la formazione delle pendenze ed armato con rete elettrosaldata ϕ8/20 x 20 cm. I due getti saranno solidarizzati tra loro attraverso apposita armatura a taglio/punzonamento costituita da pioli, quindi di fatto la sezione resistente è di spessore 48 + 10 cm = 58 cm.

Nel seguito si illustrano le distribuzioni delle sollecitazioni flessionali positive (che tendono le fibre inferiori della platea) in entrambe le direzioni sulla platea di fondazione (momenti flettenti in kNm/m).

Le sollecitazioni flessionali negative sono poco significative: in direzione perpendicolare ai giunti il minimo momento flettente (valore puntuale) è pari a M11=177.6 kNm/m, in direzione trasversale invece il minimo valore è M22 = 121.2 kNm/m. Non si presenteranno quindi, per brevità, le verifiche esplicite per la flessione negativa.

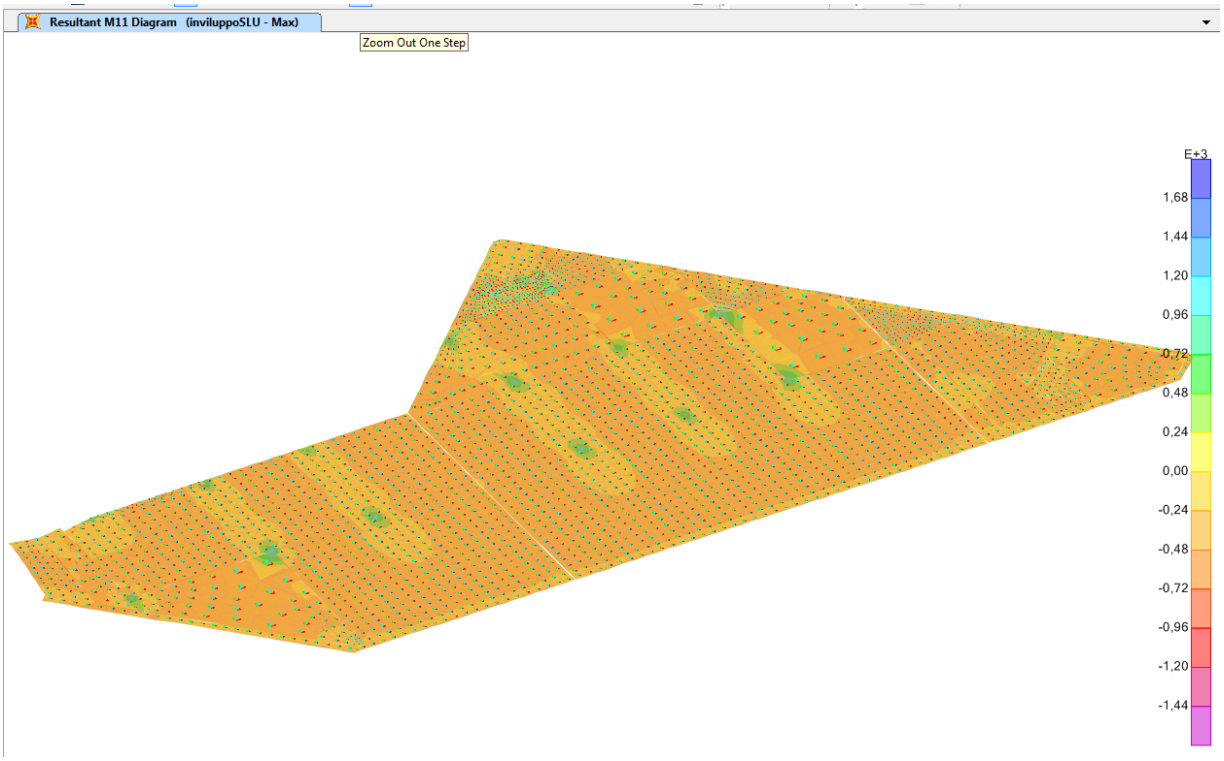


FIG. 8.20 - INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI ALLO SLU IN DIREZIONE DEGLI ALLINEAMENTI 15' E 18' (CIOÈ IN DIREZIONE PERPENDICOLARE AI GIUNTI DI DILATAZIONE)

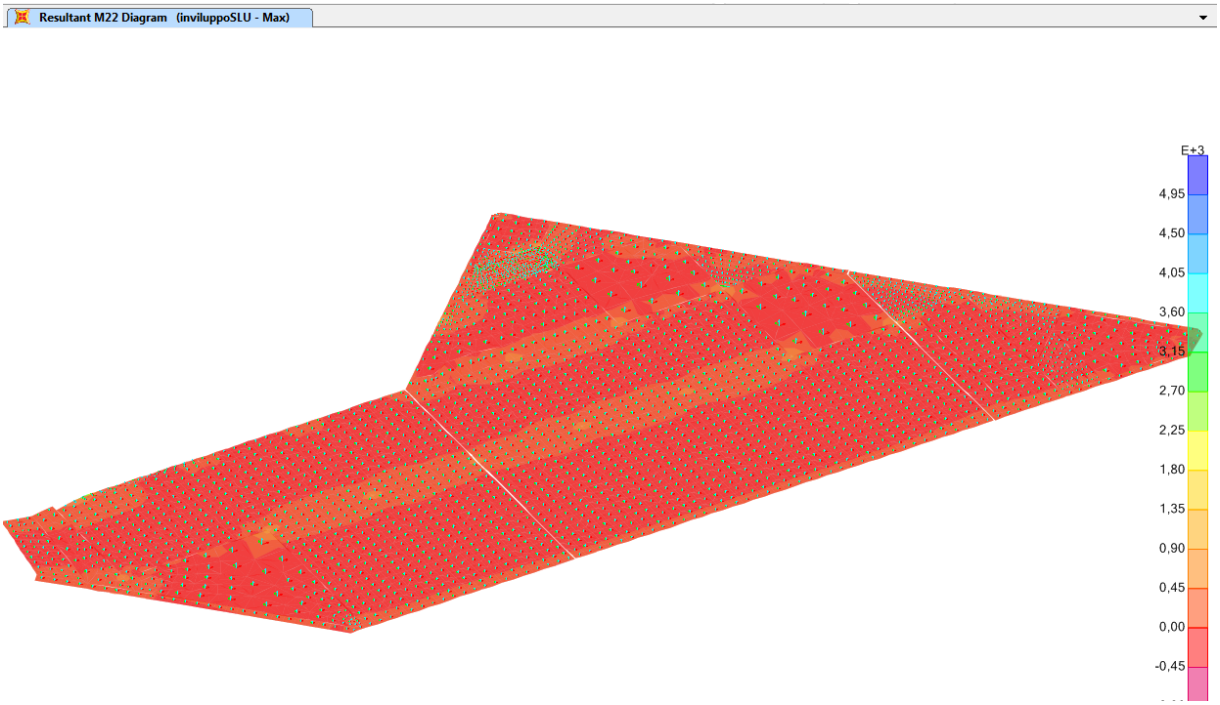


FIG. 8.21 - INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI ALLO SLU IN DIREZIONE PERPENDICOLARE AGLI ALLINEAMENTI 15' E 18' (CIOÈ IN DIREZIONE PARALLELA AI GIUNTI DI DILATAZIONE)

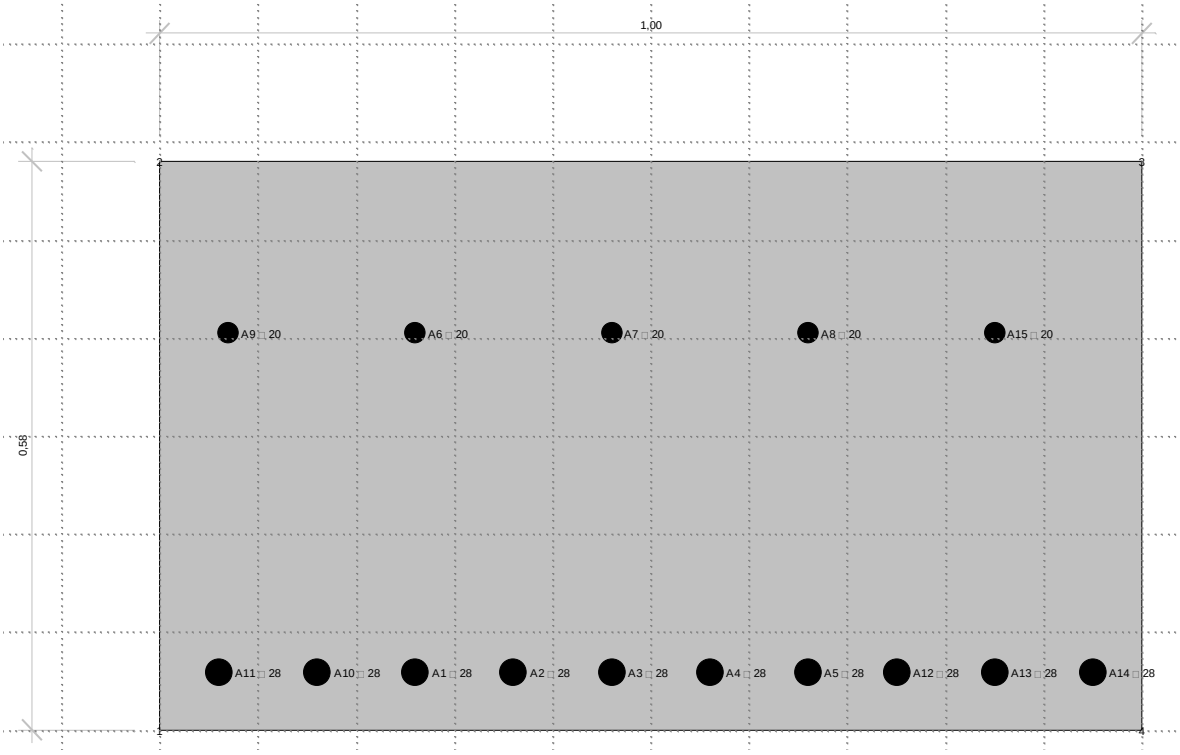
Verifica a flessione

La sezione, in un'area di 4 x 4 m centrata sui pilastri, presenta una maglia di armatura resistente costituita da barre ϕ28/10 cm in entrambe le direzioni. Le sollecitazioni più elevate si riscontrano in corrispondenza del piede del pilastro n° 81, che sopporta la maggiore sollecitazione assiale. In direzione parallela ai giunti di dilatazione il momento flettente raggiunge un valore puntuale massimo di 1102 kNm/m, mentre in direzione perpendicolare ai giunti il valore puntuale massimo è pari a 1106 kNm/m. Ai fini della verifica, il valore della sollecitazione puntuale è poco realistico (i pilastri sono infatti modellati come elementi unifilari mentre hanno un diametro di 60 cm, e poi è possibile considerare una certa diffusione delle sollecitazioni all'interno dello spessore della platea), e quindi viene verificata la media dei massimi momenti flettenti degli inviluppi nelle due direzioni su una larghezza di influenza assunta pari a 150 cm (in realtà risultereb-

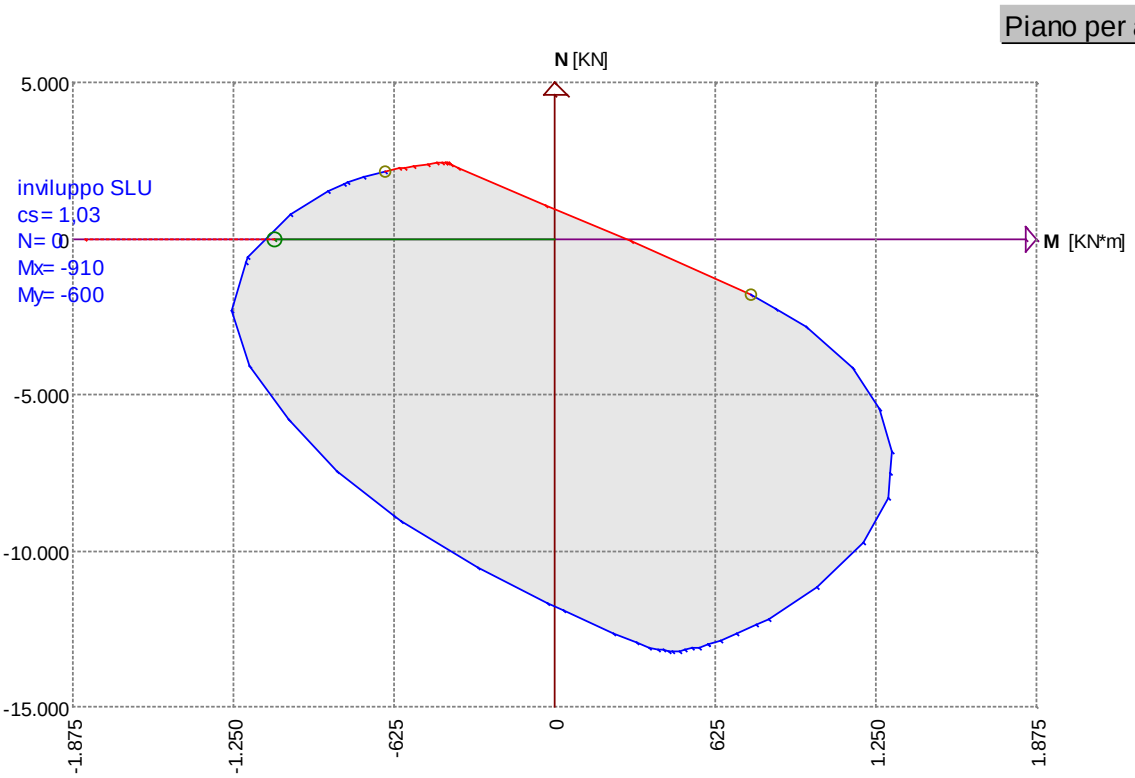
be 60 cm + 58cm x2 = 176 cm). Risulta quindi $M_{11,\,max}$ = 910 kNm/m e $M_{22,\,max}$ = 860 kNm/m.

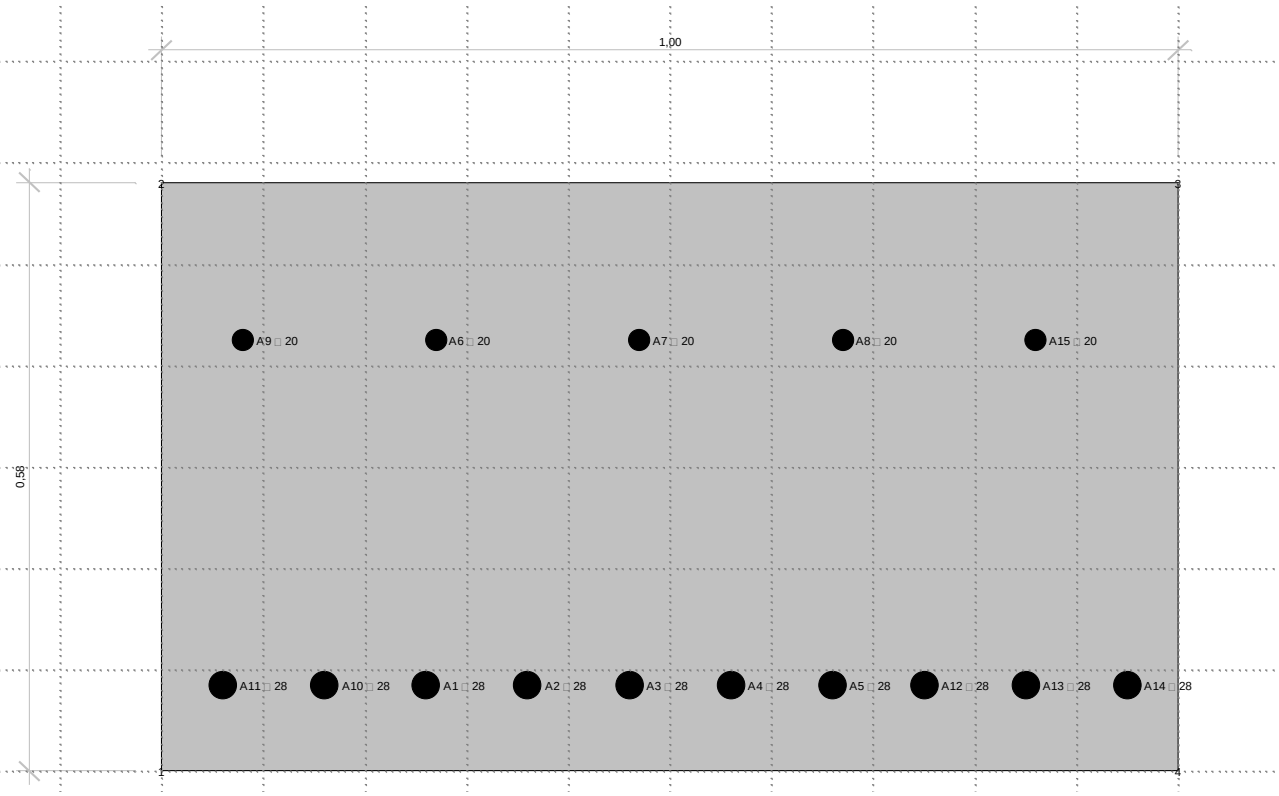
Ovviamente, non si tratta di valori concomitanti ma dei massimi sugli inviluppi: in ciascuna verifica si terrà conto conservativamente di 600 kNm/m di sollecitazione flettente concomitante in direzione perpendicolare, considerata già mediata su 150 cm.

Le forze assiali sono trascurabili.

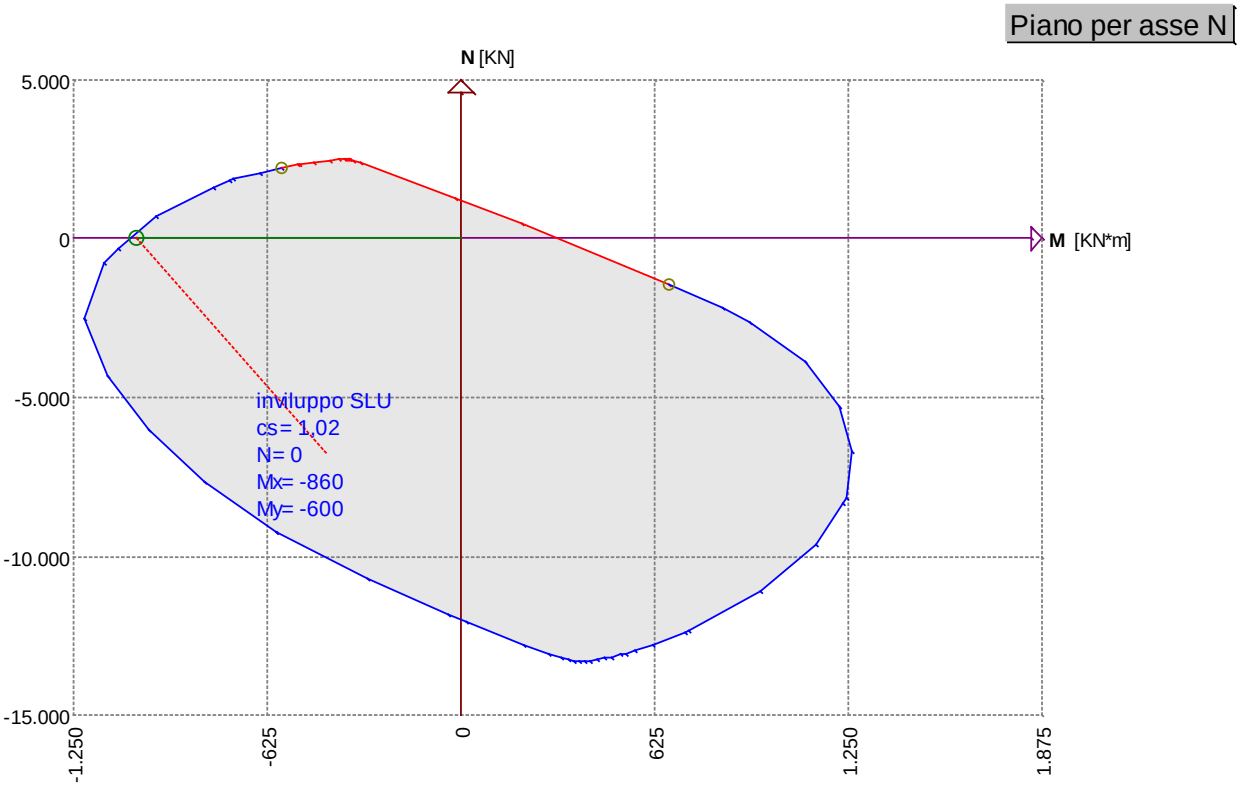


La sezione riportata è quella relativa alla direzione perpendicolare ai giunti di dilatazione (momento di verifica M11). Il campo M, M, N di rottura della sezione è il seguente:


Piano per asse N
N [KN]
M [KN*m]
inviluppo SLU
cs= 1.03
N= 0
Mx= -910
My= -600
5.000
-5.000
-10.000
-15.000
-1.875
-1.250
-625
0
625
1.250
1.875



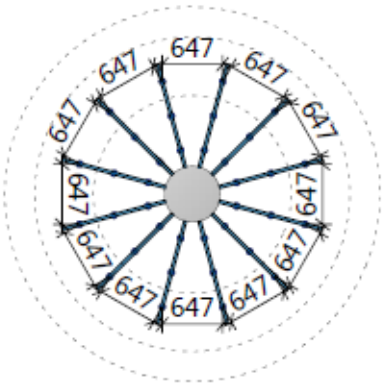
La sezione riportata è quella relativa alla direzione parallela ai giunti di dilatazione (momento di verifica M22: si notano le barre di armatura poste ad una quota superiore rispetto all'intradosso rispetto alla sezione precedente). Il campo M, M, N di rottura della sezione è il seguente:

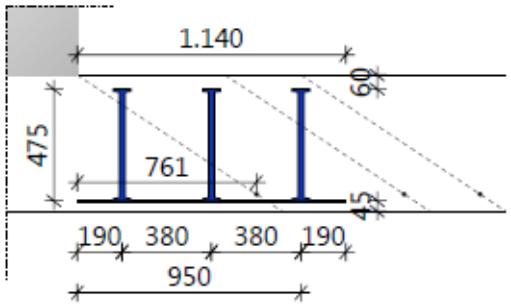


Le sezioni sono verificate.

8.8.2. Verifica a taglio/punzonamento - pilastri circolari

Al fine di evitare eccessive complicazioni nella posa delle armature a punzonamento e di consentire la solidarizzazione dei due getti, si consiglia la posa di 12 set di pioli di diametro 25 mm, a raggiera attorno al pilastro, come illustrato nella figura seguente.
I pioli sono infatti di lunghezza sufficiente ad entrare nel getto di seconda fase.





12xPSB-25/475-3/1140(190/380/380/190)

Materiali

Classe di Calcestruzzo C30/37			f_{cd} =	17,0	MPa
Armatura a Flessione B450C			$f_{yd,bar}$ =	391,3	MPa

Geometria

Spessore piastra	h_d =	580	mm				
Altezza utile della piastra	d_x =	493	mm		d_y =	521	mm
Copriferro dell'armatura	c_u =	45	mm		c_o =	60	mm
Percentuale d'armatura	ρ_x =	1,25	%		ρ_y =	1,18	%
Area di armatura/m	A_{sx} =	6.158	mm²		A_{sy} =	6.158	mm²
Barre di armatura	$Ø_x$ =	28/100	mm		$Ø_y$ =	28/100	mm
Colonna circolare	d_s =	600	mm				
Luogo		Centro					

Carichi

Carico di punzonamento	V_{Ed} =	3.598,0	kN	Fattore β=	1,06	
Pressione del suolo	q_d =	100	kN/m²	ΔV =	176,7	kN
Forza Dinamica	V_{dyn} =	0,0	kN	$(V_{Ed}-\Delta V)*\beta$ =	3.616,3	kN

Perimetro di controllo interno

Lunghezza interna	u =	6.663	mm				
Riduzione della lunghezza	Δu =	0	mm		u-Δu =	6.663	mm
	$C_{Rd,c}$ =	0,12					
Resistenza senza armatura di punzonamento	$v_{Rd,ct}$ =	383,2	kN/m	<	v_{Ed} =	542,7	kN/m
Resistenza con armatura a punzonamento	$v_{Rd,\,max}$ =	728,0	kN/m	>	v_{Ed} =	542,7	kN/m

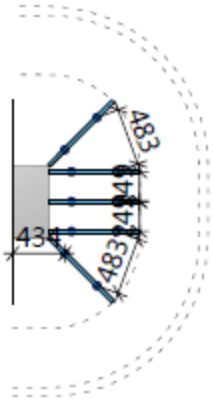
Perimetro di controllo esterno

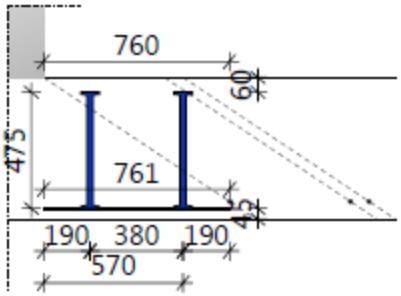
Distanza	$l_{s,req}$ =	628	mm	<	$l_{s,prov}$ =	950	mm
Lunghezza del perimetro esterno richiesta	$u_{a,\,req}$ =	10.608	mm	<	$u_{a,\,prov}$ =	12.632	mm
	κ_a =	0,84			β_{red} =	1,06	
Resistenza del perimetro esterno	$v_{Rd,ct,out}$ =	322,7	kN/m	>	v_{Ed} =	271,5	kN/m

Armatura a Punzonamento						
Armatura di Progetto						
Primo listello			12xPSB-25/475-3/1140(190/380/380/190)			
Resistenza dell'armatura	$V_{Rs,\,sy}$ =	3.919,0 kN	>	$(V_{Ed}-\Delta V)*\beta$ =	3.616,3 kN	

8.8.1. Verifica a taglio/punzonamento - pilastri con giunto strutturale

Adottando la stessa soluzione indicata al paragrafo precedente, e tenendo conto della posizione del pilastro che si trova sul bordo della platea in calcestruzzo, sono sufficienti 12 pioli D25 in totale per assorbire lo sforzo di punzonamento. Tali pioli sono assemblati due a due su 6 piastre rettangolari che saranno disposte a raggiera attorno al pilastro.





6xPSB-25/475-2/760(190/380/190)

Materiali

Classe di Calcestruzzo C30/37			f_{cd} =	17,0	MPa
Armatura a Flessione B450C			$f_{yd,bar}$ =	391,3	MPa

Geometria

Spessore piastra	h_d =	580	mm				
Altezza utile della piastra	d_x =	521	mm		d_y =	493	mm
Copriferro dell'armatura	c_u =	45	mm		c_o =	60	mm
Percentuale d'armatura	ρ_x =	1,18	%		ρ_y =	1,25	%
Colonna rettangolare	a =	300	mm		b =	600	mm
Luogo		Bordo Sinistro Centro					
Distanza al bordo	r_a =	1	mm				

Carichi

Carico di punzonamento	V_{Ed} =	1.306,0	kN		Fattore β=	1,40
Pressione del suolo	q_d =	50	kN/m²		ΔV =	50,1 kN
Forza Dinamica	V_{dyn} =	0,0	kN		$(V_{Ed}-\Delta V)*\beta$ =	1.758,3 kN

Perimetro di controllo interno

Lunghezza interna	u =	3.591	mm				
Riduzione della lunghezza	Δu =	0	mm		u-Δu =	3.591	mm
	$C_{Rd,c}$ =	0,12					
Resistenza senza armatura di punzonamento	$v_{Rd,ct}$ =	383,1	kN/m	<	v_{Ed} =	489,6	kN/m
Resistenza con armatura a punzonamento	$v_{Rd,max}$ =	727,9	kN/m	>	v_{Ed} =	489,6	kN/m

Perimetro di controllo esterno

Distanza	$l_{s,req}$ =	494	mm	<	$l_{s,prov}$ =	570	mm
Lunghezza del perimetro esterno richiesta	$u_{a,req}$ =	5.144	mm	<	$u_{a,prov}$ =	5.382	mm
	κ_a =	0,90			β_{red} =	1,40	
Resistenza del perimetro esterno	$v_{Rd,ct,out}$ =	344,4	kN/m	>	v_{Ed} =	314,0	kN/m

Armatura a Punzonamento

Armatura di Progetto							
Primo listello		6xPSB-25/475-2/760(190/380/190)					
Resistenza dell'armatura	$V_{Rs,sy}$ =	1.959,5	kN	>	$(V_{Ed}-\Delta V)*\beta$ =	1.758,3	kN

8.8.2. Verifica della pressione sul terreno

La fondazione è sempre tutta reagente (nella modellazione agli elementi finiti, tutte le molle alla Winkler reagiscono a compressione).

La pressione di picco valutata dal modello con schema alla Winkler è pari a circa 150 kPa: si tratta di un valore molto basso, certamente verificato per capacità portante/pressione sul terreno.

8.8.3. Valutazione dei cedimenti

Il volume di terreno interessato nel calcolo dei cedimenti è costituito sostanzialmente dallo strato di riporto, il quale risulta fondamentalmente omogeneo.
In virtù della sostanziale uniformità dei sovraccarichi, i cedimenti differenziali dovrebbero essere ascrivibili solo a eventuali disuniformità dello strato di terreno interessato, che nel nostro caso è appunto il riporto, da considerarsi omogeneo ed adeguatamente compattato.
Il cedimento differenziale massimo riscontrato in condizioni di esercizio è situato all'incirca in corrispondenza della sezione sull'allineamento i ed è dell'ordine di 7 mm su una lunghezza di circa 40 m.

8.9. Verifiche agli stati limite di esercizio

8.9.1. Combinazioni di carico

Nella tabella seguente sono indicate le combinazioni di coefficienti utilizzati per le verifiche agli stati limite di esercizio, prendendo in considerazione le direzioni x e y per le azioni orizzontali.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	DEAD	carichi perm	sovracc perm	Spinta terre	Accidentale	neve	temperatura -15	temperatura +15	Accidentale muri	qtot
QP	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,30	0,60
FR 1	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,00	0,00	0,00	0,30	0,70
FR 2	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,50	0,00	0,30	0,60
FR 3	1,00	1,00	1,00	1,00	0,30	0,00	0,00	0,50	0,30	0,60
FR 4	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,70

TAB. 8.3 - MATRICE RIASSUNTIVA DEI COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI UTILIZZATI NELLE COMBINAZIONI AGLI SLU

8.9.2. Verifiche di apertura delle fessure

Con riferimento al D.M.14-01-2008, punto 4.1.2.2.4.6, la verifica allo stato limite di apertura delle fessure consiste nel controllare che il valore di calcolo di apertura delle fessure (wd) non deve superare i valori nominali w1=0,2mm, w2=0,3mm, w3=0,4mm con i criteri stabiliti dalla tabella 4.1.IV delle NTC, qui di seguito riportata.

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

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

I valori limite di apertura delle fessure dipendono dalle condizioni ambientali in cui si trova l'opera e sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella 4.1.III delle NTC e con riferimento alle classi di esposizione.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

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

Quindi per lo stato limite di apertura delle fessure si prende in considerazione la combinazione quasi permanente e frequente ed i limiti di apertura delle fessure richiesti per armatura poco sensibile e condizioni ambientali aggressive. Riassumendo la verifica sarà soddisfatta se:

$w_d \leq w_2 = 0{,}2$ mm in combinazione quasi permanente;
$w_d \leq w_3 = 0{,}3$ mm in combinazione frequente.

Secondo quanto riportato al C4.1.2.2.4 della Circolare NTC del 02/02/2009 il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d, può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}}(1+\alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm};

ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra 2,5 (h - d), (h - x)/3 e h /2 (vedere figura sottostante).

k_t = 0,6 per carichi di breve durata,

k_t = 0,4 per carichi di lunga durata.

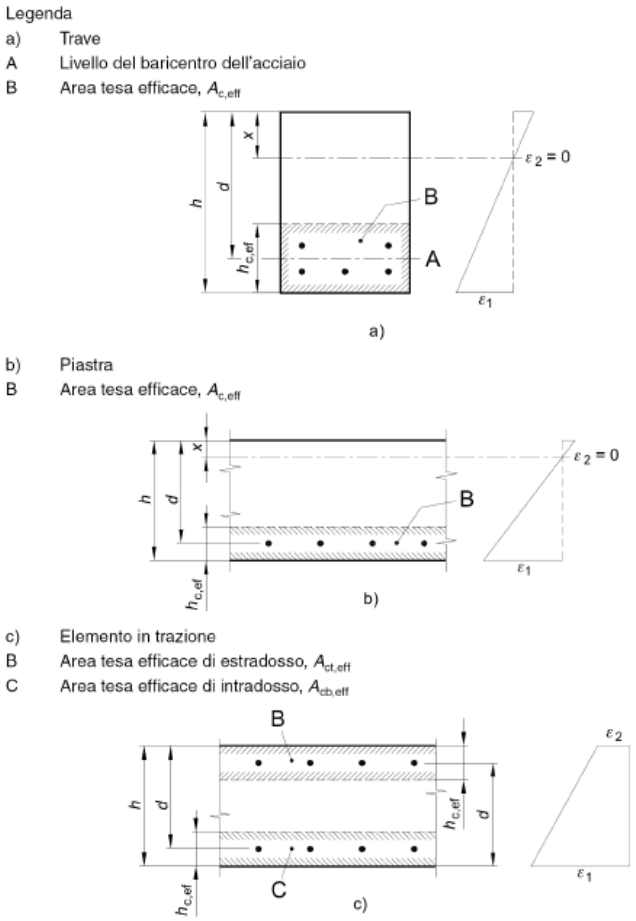


FIG. 8.22 - AREA TESA EFFICACE. CASI TIPICI.

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$, la distanza massima tra le fessure, Δ_{smax}, può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

in cui:

ϕ è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} .

Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 ed n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2, si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2}$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

k_1 = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,
1,6 per barre lisce;

k_2 = 0,5 nel caso di flessione,
1,0 nel caso di trazione semplice.

k_3 = 3,4;

k_4 = 0,425.

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq}/\rho_{eff}$$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff}/\rho_{eff} \cdot (1+E_s/E_c \cdot \rho_{eff})]/E_s \qquad \geq 0.6 \cdot \sigma_s/E_s$$

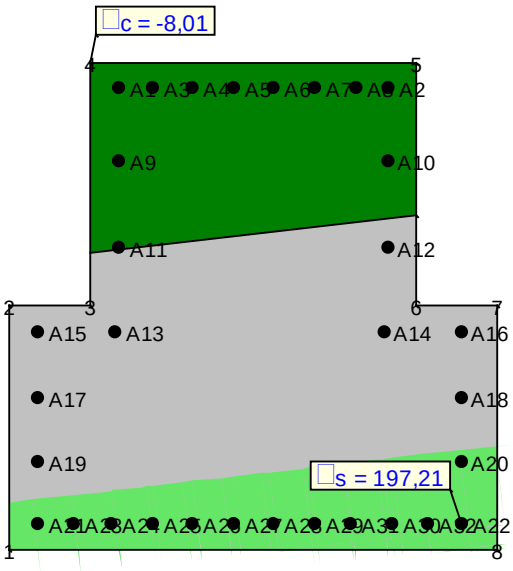
8.9.3. Verifiche a fessurazione Travi su allineamento 18' - campata frames 11-4-86-24-98

Nel seguito si riportano le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
11	6,86	QP	-9,25	23,15	-32,44	70,58	-92,13	1619,15
11	6,86	FR 1	-10,36	23,68	-32,49	70,84	-90,52	1732,28
11	6,86	FR 2	31,54	25,69	-20,02	81,88	-68,11	1638,46
11	6,86	FR 3	-50,05	20,61	-44,86	59,28	-116,14	1599,84
11	6,86	FR 4	-11,76	23,76	-27,71	73,33	-73,24	1732,82

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k	
1	7879..	223764..	0,0352	180,37	53,46	27,8	0,558	0,50	315,92	0,1764	(<0,2)
2	7879..	227540..	0,0346	192,85	53,40	27,8	0,616	0,50	317,98	0,1958	(<0,3)
3	7879..	237419..	0,0332	184,29	53,26	27,8	0,560	0,50	323,44	0,1812	(<0,3)
4	7879..	210051..	0,0375	176,48	53,72	27,8	0,556	0,50	308,58	0,1716	(<0,3)
5	7879..	236824..	0,0333	192,65	53,27	27,8	0,603	0,50	323,11	0,1948	(<0,3)



prova vado 80x80 Trovescio
Unità di misura: [L]=mm [F]=N

QP
N= -9000
M x-x= -1619000000
M y-y= -92000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-400,00 y=730,79
a x=400,00 y=824,42

Ampiezza fessure:
Wd=0,1764 (< 0,2000)

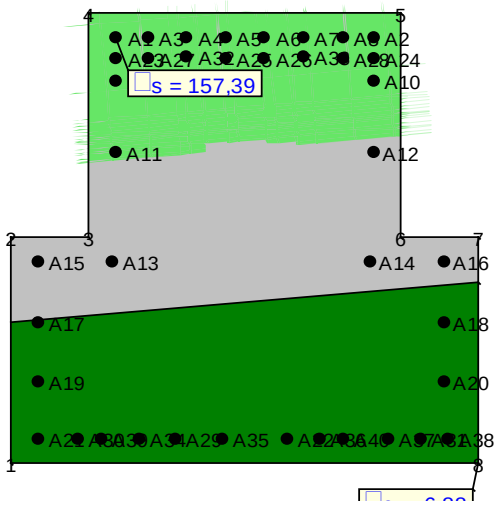
8.9.4. Verifiche a fessurazione travi su allineamento 18' - appoggi intermedi (sui pilastri frames 79, 81, 82, 84, 85, 87)

Nel seguito si riportano le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
11	13,7	QP	-9,3	1094,5	-32,4	70,6	130,3	-2100,5
11	13,7	FR 1	-10,4	1175,1	-32,5	70,8	132,2	-2256,7
11	13,7	FR 2	31,5	1097,0	-20,0	81,9	69,1	-2102,6
11	13,7	FR 3	-50,0	1091,9	-44,9	59,3	191,4	-2106,4
11	13,7	FR 4	-11,8	1175,2	-27,7	73,3	116,8	-2256,7

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	1496..	287267..	0,0521	141,67	100..	31,7	0,433	0,50	444,96	0,1925	(<0,2)
2	1496..	287310..	0,0521	152,22	100..	31,7	0,483	0,50	444,81	0,2148	(<0,3)
3	1447..	194203..	0,0745	144,47	50,07	32,0	0,501	0,50	243,21	0,1219	(<0,3)
4	1496..	285535..	0,0524	141,34	100..	31,7	0,432	0,50	446,08	0,1928	(<0,3)
5	1496..	287380..	0,0521	152,13	100..	31,7	0,482	0,50	444,55	0,2145	(<0,3)



prova vado 80x80 Trovescio
Unità di misura: [L]=mm [F]=N

QP
N= -9000
M x-x= 2100000000
M y-y= 130000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-600,00 y=376,41
a x=600,00 y=481,26

Ampiezza fessure:
Wd=0,1925 (< 0,2000)

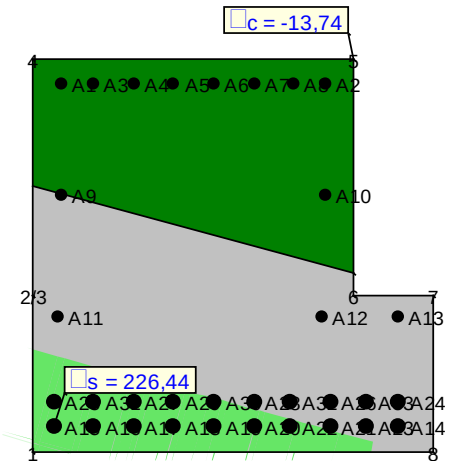
8.9.5. Verifiche a fessurazione travi su allineamento 15' - campata frames 53-54

Nel seguito si riportano le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
54	0	QP	150,8	337,9	11,4	201,7	56,0	2095,6
54	0	FR 1	159,0	351,9	12,4	212,5	60,1	2211,7
54	0	FR 2	146,5	342,5	11,4	202,9	56,6	2104,2
54	0	FR 3	155,1	333,3	11,5	200,5	55,4	2087,0
54	0	FR 4	156,3	352,2	12,7	212,0	61,5	2212,9

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k	
1	9650..	122198..	0,0790	190,02	53,50	32,0	0,765	0,50	250,77	0,1918	(<0,2)
2	9650..	122004..	0,0791	200,61	53,51	32,0	0,818	0,50	250,71	0,2050	(<0,3)
3	9650..	122129..	0,0790	190,69	53,50	32,0	0,768	0,50	250,75	0,1926	(<0,3)
4	9650..	122268..	0,0789	189,35	53,49	32,0	0,761	0,50	250,79	0,1909	(<0,3)
5	9650..	121741..	0,0793	200,73	53,53	32,0	0,819	0,50	250,63	0,2052	(<0,3)



prova vado 80x80 Trovescio
Unità di misura: [L]=mm [F]=N

QP
N= 150800
M x-x= -2095600000
M y-y= 56000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-400,00 y=677,34
a x=400,00 y=456,92

Ampiezza fessure:
Wd=0,1918 (< 0,2000)

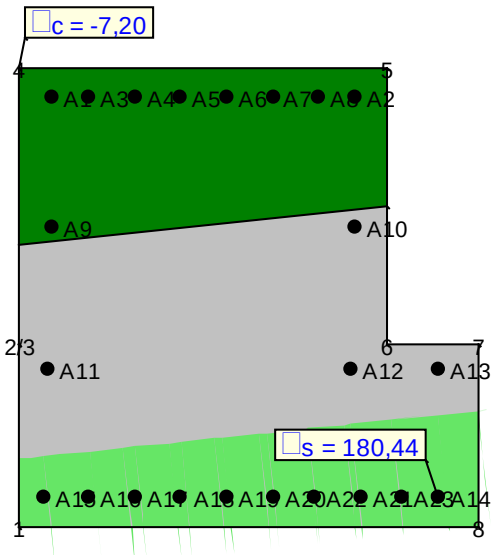
8.9.6. Verifica a fessurazione travi su allineamento 15' - campata frames 101-9

Nel seguito si riporta una selezione delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
101	6,367	QP	-22,0	-6,1	-51,2	27,3	-175,5	944,3
101	6,367	FR 1	-22,6	-6,3	-51,1	27,2	-173,5	994,3
101	6,367	FR 2	-1,7	-6,9	-51,6	31,7	-189,2	946,2
101	6,367	FR 3	-42,3	-5,3	-50,8	23,0	-161,8	942,5
101	6,367	FR 4	-21,1	-5,0	-42,4	21,9	-138,8	999,3

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	6157..	201727..	0,0305	168,15	53,37	28,0	0,504	0,50	337,39	0,1702	(<0,2)
2	6157..	207565..	0,0297	177,08	53,24	28,0	0,531	0,50	341,48	0,1814	(<0,3)
3	6157..	194700..	0,0316	169,85	53,56	28,0	0,510	0,50	332,60	0,1695	(<0,3)
4	6157..	208967..	0,0295	166,48	53,22	28,0	0,499	0,50	342,48	0,1710	(<0,3)
5	6157..	226567..	0,0272	178,14	53,02	28,0	0,534	0,50	355,41	0,1899	(<0,3)



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

QP
N= -22000
M x-x= -944300000
M y-y= -175500000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-400,00 y=615,04
a x=400,00 y=698,96

Ampiezza fessure:
Wd=0,1702 (< 0,2000)

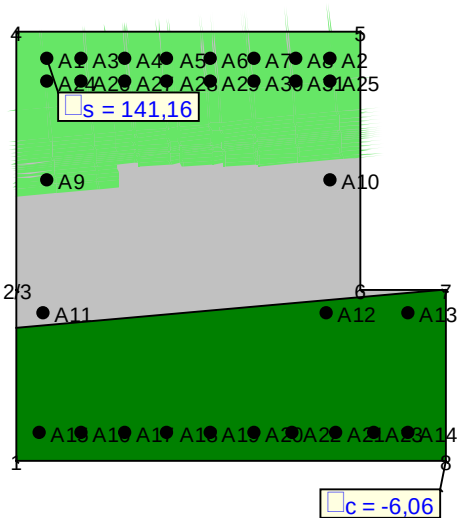
8.9.7. Verifica a a fessurazione travi su allineamento 15' - incastro su p 90, 91

Nel seguito si riporta una selezione delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
101	13,71	QP	-22,01	554,59	-51,17	27,34	200,47	-1070,26
101	13,71	FR 1	-22,59	583,22	-51,14	27,16	202,13	-1124,82
101	13,71	FR 2	-1,69	553,81	-51,59	31,65	189,84	-1062,68
101	13,71	FR 3	-42,33	555,38	-50,75	23,03	211,10	-1077,84
101	13,71	FR 4	-21,09	584,49	-42,44	21,86	172,96	-1129,19

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	1034..	261957..	0,0395	126,11	99,49	27,8	0,378	0,50	458,14	0,1733	(<0,2)
2	1034..	260149..	0,0398	132,52	99,38	27,8	0,398	0,50	456,95	0,1817	(<0,3)
3	1034..	260199..	0,0397	125,97	99,38	27,8	0,378	0,50	456,95	0,1727	(<0,3)
4	1034..	263880..	0,0392	126,38	99,63	27,8	0,379	0,50	459,49	0,1742	(<0,3)
5	9852..	185484..	0,0531	135,50	49,06	28,0	0,430	0,50	256,43	0,1103	(<0,3)



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

QP
N= -22010
M x-x= 1070000000
M y-y= 200000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-400,00 y=307,65
a x=591,07 y=400,00

Ampiezza fessure:
Wd=0,1733 (< 0,2000)

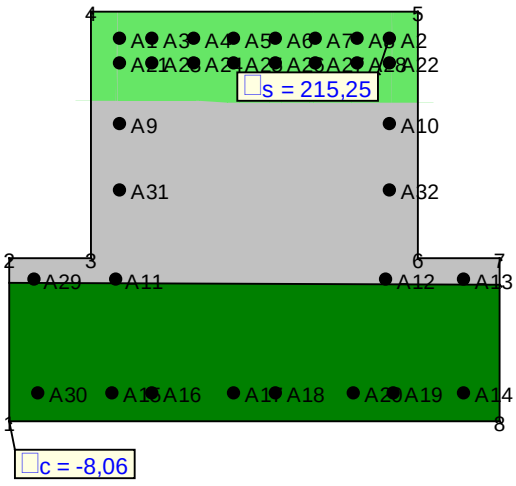
8.9.8. Verifiche a fessurazione travi su allineamento 15' - incastro su p 94, 95, 96

Nel seguito si riporta una selezione delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
54	5,73	QP	150,82	1005,26	11,43	201,71	-9,48	-1694,63
54	5,73	FR 1	159,01	1073,79	12,36	212,47	-10,63	-1808,09
54	5,73	FR 2	146,50	1009,88	11,35	202,95	-8,45	-1712,48
54	5,73	FR 3	155,14	1000,64	11,51	200,48	-10,51	-1676,78
54	5,73	FR 4	156,35	1074,11	12,70	212,05	-11,22	-1808,71

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k	
1	9852..	175626..	0,0561	204,08	49,00	28,0	0,783	0,50	251,46	0,1969	(<0,2)
2	9852..	175475..	0,0561	217,61	49,00	28,0	0,851	0,50	251,38	0,2139	(<0,3)
3	9852..	175750..	0,0561	205,90	49,00	28,0	0,792	0,50	251,51	0,1992	(<0,3)
4	9852..	175382..	0,0562	202,10	49,00	28,0	0,773	0,50	251,34	0,1944	(<0,3)
5	9852..	175477..	0,0561	217,63	49,00	28,0	0,851	0,50	251,38	0,2139	(<0,3)



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

QP
N= 151000
M x-x= 1695000000
M y-y= -9000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-600,00 y=338,20
a x=600,00 y=333,54

Ampiezza fessure:
Wd=0,1969 (< 0,2000)

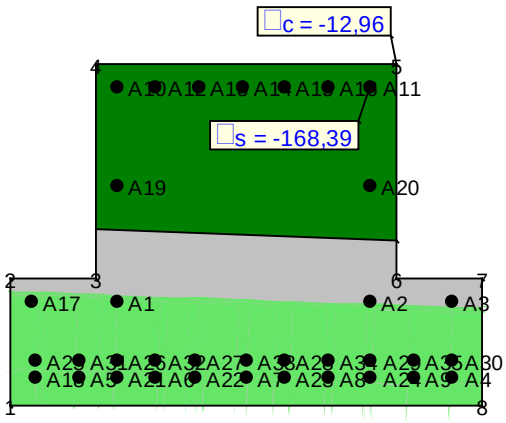
8.9.9. Verifiche a fessurazione travi 41-42-124-125-43-44 - verifiche a momento flettente positivo

Nel seguito si riportano le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
43	8,72	QP	-378,31	27,85	-2,30	-213,65	49,79	1388,12
43	8,72	FR 1	-406,31	29,67	-2,45	-229,51	53,26	1500,03
43	8,72	FR 2	-312,22	31,68	-2,03	-219,34	43,81	1399,37
43	8,72	FR 3	-444,39	24,02	-2,56	-207,95	55,76	1376,86
43	8,72	FR 4	-391,46	30,16	-2,66	-230,34	52,74	1501,94

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	1452..	274185..	0,0530	143,06	93,06	27,8	0,467	0,50	405,52	0,1896	(<0,2)
2	1452..	274007..	0,0530	154,67	93,06	27,8	0,526	0,50	405,46	0,2131	(<0,3)
3	1354..	227886..	0,0594	151,16	53,03	28,0	0,529	0,50	260,37	0,1376	(<0,3)
4	1452..	274361..	0,0530	139,76	93,08	27,8	0,451	0,50	405,65	0,1829	(<0,3)
5	1452..	274265..	0,0530	155,38	93,06	27,8	0,529	0,50	405,54	0,2145	(<0,3)



prova vado 80x80 Trove
Unità di misura: [L]=mm [F

QP
N= -378000
M x-x= -1388000000
M y-y= 50000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-350,0(
a x=350,00)

Ampiezza fessure:
Wd=0,1896 (< 0,2000)

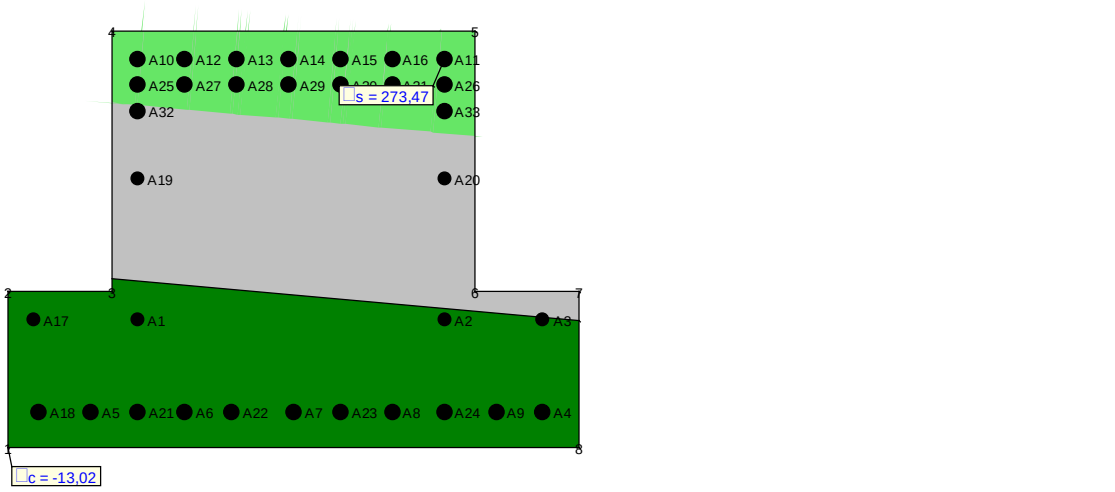
8.9.10. Verifiche a fessurazione travi 41-42-124-125-43-44 - verifiche a momento flettente negativo

Si riportano nel seguito le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di calcolo.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
42	10,90	QP	-253,15	704,71	35,91	365,49	-174,54	-1584,87
42	10,90	FR 1	-270,02	760,56	38,31	392,85	-185,80	-1709,75
42	10,90	FR 2	-239,97	701,17	31,60	375,90	-143,54	-1549,62
42	10,90	FR 3	-266,34	708,24	40,22	355,08	-205,55	-1620,12
42	10,90	FR 4	-265,25	760,18	37,30	394,73	-178,59	-1705,11

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	9236..	118438..	0,0780	241,87	39,22	28,0	1,022	0,50	194,39	0,1987	(<0,2)
2	9236..	118586..	0,0779	261,03	39,22	28,0	1,118	0,50	194,45	0,2174	(<0,3)
3	9236..	120037..	0,0769	236,57	39,16	28,0	0,994	0,50	195,01	0,1939	(<0,3)
4	9236..	116933..	0,0790	247,18	39,29	28,0	1,051	0,50	193,85	0,2036	(<0,3)
5	9236..	118929..	0,0777	260,37	39,20	28,0	1,114	0,50	194,58	0,2168	(<0,3)



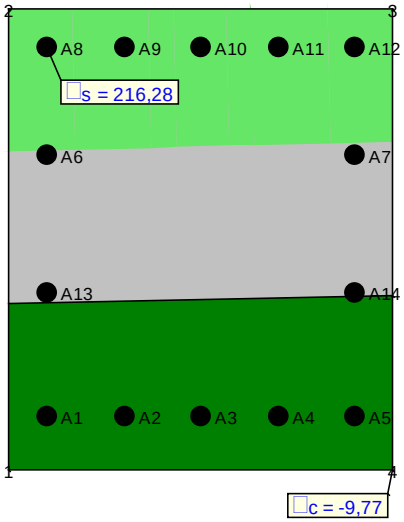
8.9.11. Verifiche a fessurazione cordoli 50 x 60 - campata

La massima sollecitazione per questo tipo di cordoli si riscontra in corrispondenza del frame n° 129. La sollecitazione flettente a momento negativo è più significativa di quella in campata quindi, poiché si stabilisce di disporre un'armatura simmetrica, nel seguito si esplicita soltanto la verifica all'appoggio sul pilastro 81.
Si riportano nel seguito le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
129	15,77	QP	-115,00	122,28	-1,53	-5,16	4,88	-317,78
129	15,77	FR 1	-115,44	122,17	-1,61	-5,51	5,30	-316,84
129	15,77	FR 2	-77,91	122,14	-1,79	-5,40	8,35	-315,11
129	15,77	FR 3	-152,10	122,42	-1,26	-4,93	1,41	-320,46
129	15,77	FR 4	-99,98	122,31	-1,59	-5,55	5,69	-317,94

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	2454..	89756,44	0,0273	213,32	37,51	25,0	0,624	0,50	282,97	0,1767	(<0,2)
2	2454..	89879,04	0,0273	212,59	37,52	25,0	0,622	0,50	283,19	0,1762	(<0,3)
3	2945..	91528,88	0,0322	202,19	37,54	25,0	0,623	0,50	259,71	0,1619	(<0,3)
4	2454..	87990,78	0,0279	210,20	37,50	25,0	0,616	0,50	279,87	0,1723	(<0,3)
5	2454..	90203,28	0,0272	215,49	37,52	25,0	0,633	0,50	283,76	0,1795	(<0,3)



QP
N= -115000
M x-x= 317780000
M y-y= 4880000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-250,00 y=214,91
a x=250,00 y=226,33

Ampiezza fessure:
Wd=0,1767 (< 0,2000)

8.9.12. Verifiche a fessurazione cordoli 24 x 60

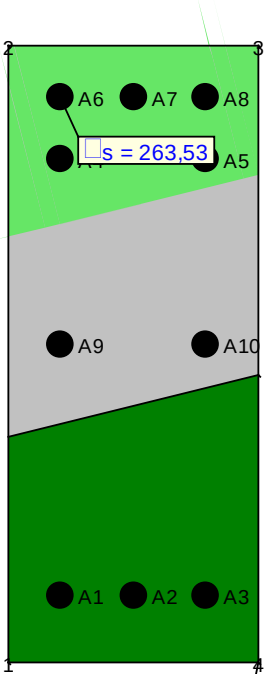
La massima sollecitazione per questo tipo di cordoli si riscontra in corrispondenza del frame n° 134. La sollecitazione flettente a momento negativo è nettamente più significativa di quella in campata.

Si riportano nel seguito le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
134	11,31	QP	-23,66	63,24	-1,19	3,69	8,45	-270,92
134	11,31	FR 1	-25,29	65,24	-1,27	3,91	8,97	-287,14
134	11,31	FR 2	-19,09	62,61	-1,04	3,70	7,58	-267,02
134	11,31	FR 3	-28,22	63,87	-1,35	3,67	9,32	-274,81
134	11,31	FR 4	-24,55	65,29	-1,26	3,91	8,92	-287,46

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	2454..	37515,19	0,0654	229,08	39,07	25,0	0,909	0,50	197,79	0,1799	(<0,2)
2	2454..	37378,82	0,0657	242,71	39,26	25,0	0,976	0,50	198,22	0,1936	(<0,3)
3	2454..	37531,91	0,0654	226,45	39,11	25,0	0,897	0,50	197,98	0,1775	(<0,3)
4	2454..	37232,68	0,0659	231,94	39,42	25,0	0,925	0,50	198,49	0,1835	(<0,3)
5	2454..	37378,82	0,0657	242,71	39,26	25,0	0,976	0,50	198,22	0,1936	(<0,3)



QP
N= -24000
M x-x= 271000000
M y-y= 8000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-250,00 y=218,66
a x=-10,00 y=279,20

Ampiezza fessure:
Wd=0,1799 (< 0,2000)

8.9.13. Verifiche a fessurazione pilastri circolari D = 60 cm

Si riportano nel seguito le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico, per i pilastri più sollecitati.

TABLE: Element Forces - Frames

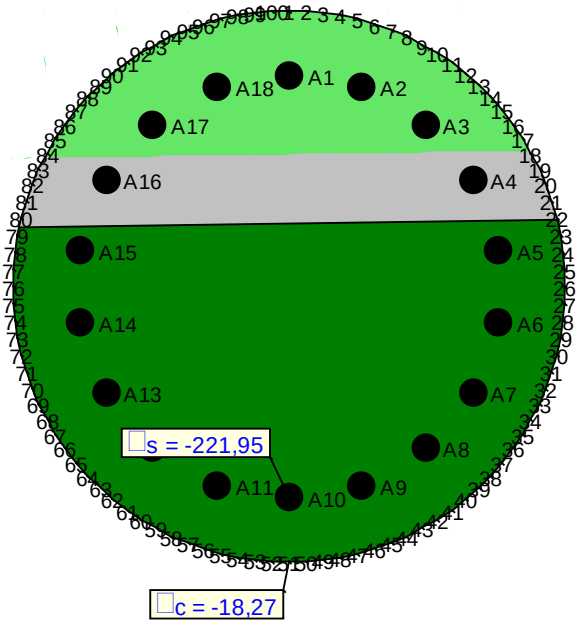
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
81	4,5	QP	-2191,73	36,95	19,03	2,81	-50,14	-108,97
81	4,5	FR 1	-2340,24	39,39	19,57	2,69	-50,81	-116,02
81	4,5	FR 2	-2204,56	23,60	9,33	1,18	-29,05	-78,13
81	4,5	FR 3	-2178,90	50,30	28,72	4,43	-71,23	-139,81
81	4,5	FR 4	-2340,86	39,73	20,00	1,96	-51,40	-116,80

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
84	4,5	QP	-2057,95	15,73	13,06	-1,04	-79,68	-52,47
84	4,5	FR 1	-2200,08	17,04	12,20	-1,06	-79,28	-56,76
84	4,5	FR 2	-2059,94	26,18	9,33	-0,61	-72,27	-76,72
84	4,5	FR 3	-2055,97	5,29	16,80	-1,47	-87,08	-28,22
84	4,5	FR 4	-2199,98	17,04	12,81	-1,03	-80,57	-56,77
TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	**Station**	**OutputCase**	**P**	**V2**	**V3**	**T**	**M2**	**M3**
85	4,5	QP	-1720,30	-2,33	0,88	-1,70	-48,72	6,99
85	4,5	FR 1	-1834,40	-2,49	-0,65	-1,78	-46,48	7,46
85	4,5	FR 2	-1725,01	-1,06	0,44	-1,27	-48,57	4,02
85	4,5	FR 3	-1715,59	-3,60	1,31	-2,12	-48,86	9,96
85	4,5	FR 4	-1834,30	-2,47	0,25	-1,73	-48,39	7,43
TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	**Station**	**OutputCase**	**P**	**V2**	**V3**	**T**	**M2**	**M3**
94	5,41	QP	- 1.994,9	37,1	- 97,7	7,5	329,7	- 145,9
94	5,41	FR 1	- 2.137,7	39,4	- 105,3	8,1	356,1	- 154,8
94	5,41	FR 2	- 1.996,4	50,9	- 104,2	7,9	345,6	- 183,8
94	5,41	FR 3	- 1.993,5	23,3	- 91,1	7,2	313,9	- 108,1
94	5,41	FR 4	- 2.138,4	39,4	- 104,9	8,0	355,4	- 154,9
TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	**Station**	**OutputCase**	**P**	**V2**	**V3**	**T**	**M2**	**M3**
96	5,41	QP	-2004,25	-2,06	-126,90	-5,64	434,97	6,22
96	5,41	FR 1	-2160,14	-1,36	-136,44	-5,93	469,03	4,38
96	5,41	FR 2	-2005,94	1,66	-131,13	-3,86	445,82	-4,83
96	5,41	FR 3	-2002,57	-5,77	-122,68	-7,41	424,13	17,28
96	5,41	FR 4	-2160,32	-1,22	-135,93	-5,90	467,89	3,91

Si presenta soltanto la verifica delle sollecitazioni più gravose.

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k	
1	3078..	58718,23	0,0524	100,04	58,97	28,0	0,401	0,50	291,28	0,1168	(<0,2)
2	3078..	58879,84	0,0523	107,94	59,07	28,0	0,440	0,50	291,88	0,1285	(<0,3)
3	3078..	60118,70	0,0512	105,90	59,50	28,0	0,428	0,50	295,26	0,1265	(<0,3)
4	3078..	57332,81	0,0537	94,29	58,47	28,0	0,374	0,50	287,44	0,1074	(<0,3)
5	3078..	58843,82	0,0523	107,31	59,09	28,0	0,437	0,50	291,89	0,1276	(<0,3)



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

Combinazione 1
N= -2004250
Mx-x= 434970000
My-y= 6220000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-292,89 y=64,24
a x=291,03 y=72,59

Ampiezza fessure:
Wd=0,1168 (< 0,2000)

La massima sollecitazione di trazione nell'acciaio in condizioni di esercizio quasi permanenti e frequenti è compatibile con i diametri di armatura in progetto per tutti i pilastri (§ C. 4.1.2.2.4.6. della Circolare 02-02-2009).

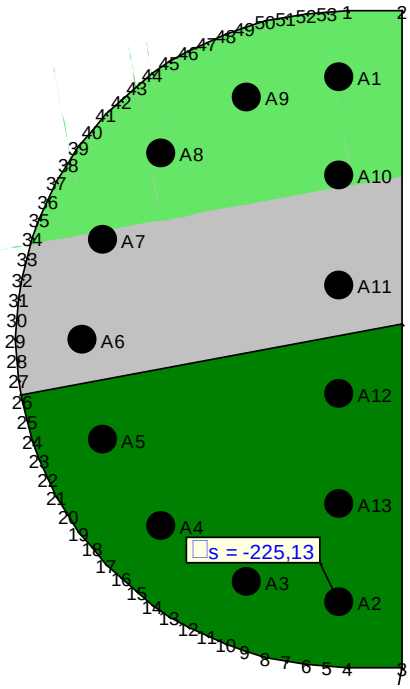
8.9.14. Pilastri semicircolari D = 60 cm - verifiche a fessurazione

Si riportano nel seguito le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico, per il pilastro più sollecitato.

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
93	5,41	QP	-544,92	-4,72	-77,68	-2,88	271,91	27,30
93	5,41	FR 1	-575,46	-5,10	-83,43	-3,07	292,30	29,24
93	5,41	FR 2	-541,40	-2,47	-80,91	-2,81	280,13	21,17
93	5,41	FR 3	-548,43	-6,96	-74,45	-2,95	263,68	33,43
93	5,41	FR 4	-575,37	-5,09	-83,38	-3,05	292,25	29,21

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k	
1	1963..	45142,52	0,0435	189,18	48,42	25,0	0,657	0,50	262,33	0,1722	(<0,2)
2	1963..	45247,57	0,0434	204,94	48,43	25,0	0,735	0,50	262,59	0,1930	(<0,3)
3	1963..	44785,74	0,0438	200,29	49,34	25,0	0,714	0,50	264,68	0,1890	(<0,3)
4	2454..	45703,21	0,0537	167,03	47,83	25,0	0,590	0,50	241,77	0,1426	(<0,3)
5	1963..	45245,16	0,0434	204,91	48,43	25,0	0,735	0,50	262,60	0,1929	(<0,3)



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

QP
N= -544920
M x-x= 271910000
M y-y= 27300000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-295,57 y=-50,64
a x=50,00 y=13,45

Ampiezza fessure:
Wd=0,1722 (< 0,2000)

8.9.15. Verifica a fessurazione platea di fondazione

Come già illustrato al paragrafo 8.9.1, la platea di fondazione è costituita da due getti successivi di calcestruzzo del tipo 32/40, il primo getto (sugli elaborati grafici visibile come spessore strutturale) pari a 48 cm di spessore ed il secondo getto, di spessore variabile da 10 a 12 cm, effettuato successivamente per la formazione delle pendenze ed armato con rete elettrosaldata ϕ8/20 x 20 cm. I due getti saranno solidarizzati tra loro attraverso apposita armatura a taglio/punzonamento costituita da pioli, quindi di fatto la sezione resistente è di spessore 48 + 10 cm = 58 cm.

Nel seguito si illustrano le distribuzioni delle sollecitazioni flessionali positive (che tendono le fibre inferiori della platea) in entrambe le direzioni sulla platea di fondazione (momenti flettenti in kNm/m).

Le sollecitazioni flessionali negative sono poco significative: in direzione perpendicolare ai giunti il minimo momento flettente (valore puntuale) è pari a M11=116 kNm/m, in direzione trasversale invece il minimo valore è M22 = 101 kNm/m. Non si presenteranno quindi, per brevità, le verifiche esplicite per la flessione negativa.

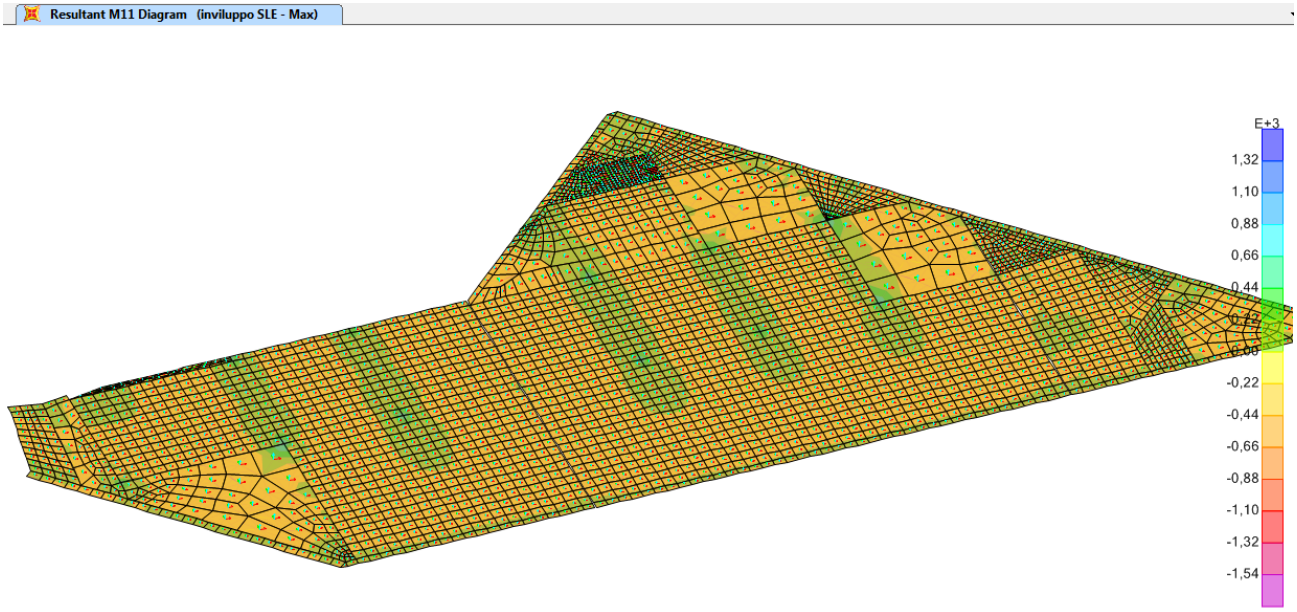


FIG. 8.23 - INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI ALLO SLE IN DIREZIONE DEGLI ALLINEAMENTI 15' E 18' (CIOÈ IN DIREZIONE PERPENDICOLARE AI GIUNTI DI DILATAZIONE)

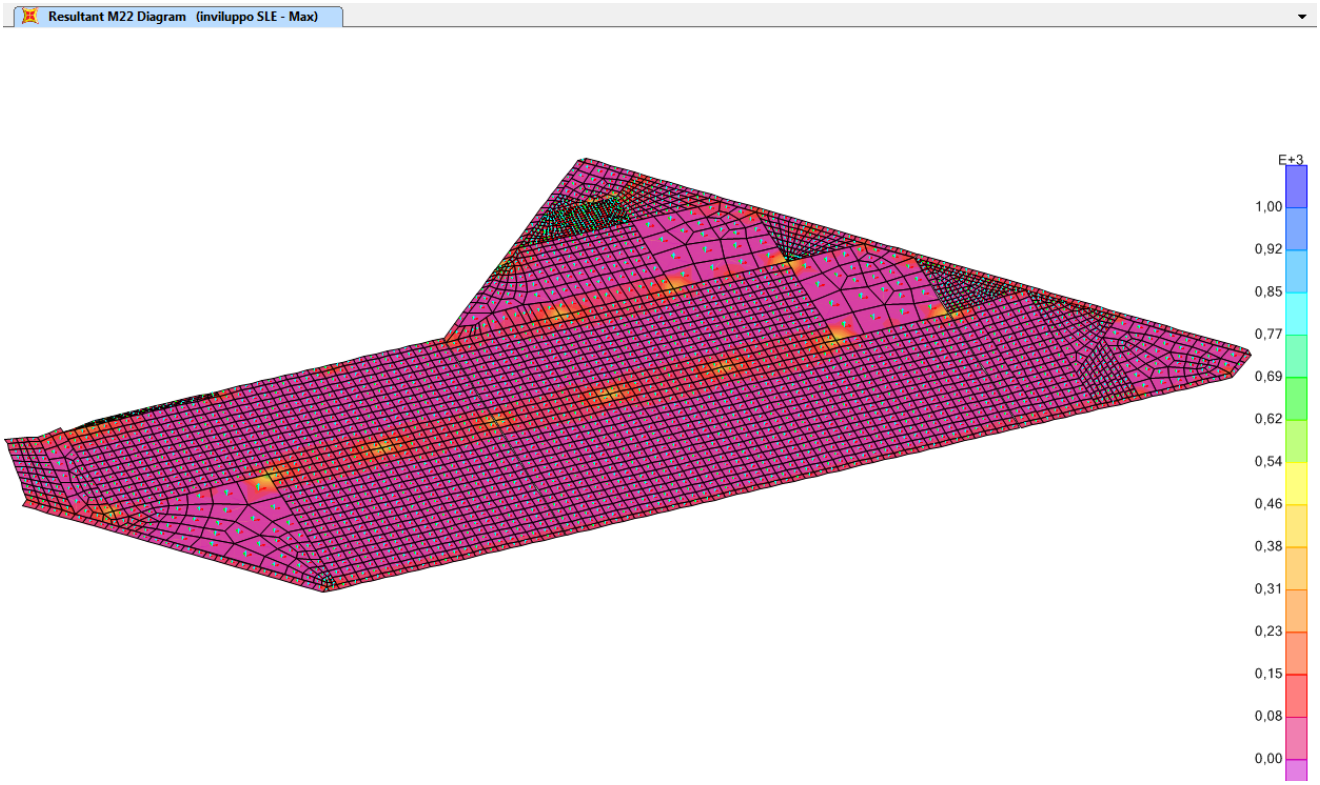


FIG. 8.24 - INVILUPPO DEI MOMENTI FLETTENTI ALLO SLE IN DIREZIONE DEGLI ALLINEAMENTI 15' E 18' (CIOÈ IN DIREZIONE PERPENDICOLARE AI GIUNTI DI DILATAZIONE)

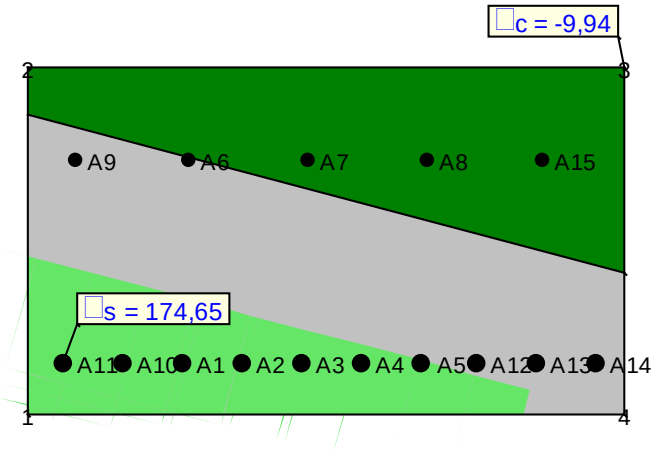
La sezione, in un'area di 4 x 4 m centrata sui pilastri, presenta una maglia di armatura resistente costituita da barre ϕ28/10 cm in entrambe le direzioni. Le sollecitazioni più elevate si riscontrano in corrispondenza del piede del pilastro n° 81, che sopporta la maggiore sollecitazione assiale. In direzione parallela ai giunti di dilatazione il momento flettente raggiunge un valore puntuale massimo di 710 kNm/m, mentre in direzione perpendicolare ai giunti il valore puntuale massimo è pari a 708 kNm/m. Ai fini della verifica, il valore della sollecitazione puntuale è poco realistico (i pilastri sono infatti modellati come elementi unifilari mentre hanno un diametro di 60 cm, e poi è possibile considerare una certa diffusione delle sollecitazioni all'interno dello spessore della platea), e quindi viene verificata la media dei massimi momenti flettenti degli inviluppi nelle due

direzioni su una larghezza di influenza assunta pari a 150 cm (in realtà risulterebbe 60 cm + 58cm x2 = 176 cm). Risulta quindi $M_{11,\,max}$ = 307 kNm/m e $M_{22,\,max}$ = 300 kNm/m.

Ovviamente, non si tratta di valori concomitanti ma dei massimi sugli inviluppi: in ciascuna verifica si terrà conto conservativamente di 200 kNm/m di sollecitazione flettente concomitante in direzione perpendicolare, considerata già mediata su 150 cm. Conservativamente, con queste sollecitazioni sarà verificata la condizione quasi-permanente.

Le forze assiali sono trascurabili.

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k
1	4310..	128752..	0,0335	139,95	73,96	28,0	0,410	0,50	393,65	0,1612 (<0,2)



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

Combinazione 1
M x-x= -307000000
M y-y= 200000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-500,00 y=503,01
a x=500,00 y=236,75

J n-n= 1,161555E10
S n-n= 2,554625E7
b n-n= 1034,84

Ampiezza fessure:
Wd=0,1612 (< 0,2000)

8.9.16. Verifiche a fessurazione della soletta da 35 cm

Come già illustrato al paragrafo 8.8, le sollecitazioni flessionali nelle due direzioni ortogonali della soletta non sono molto diverse tra loro, inoltre la situazione in corrispondenza degli incastri sui pilastri è leggermente più gravosa di quella in corrrispondenza dei muri perimetrali. Si riportano nel seguito le sollecitazioni nella combinazione quasi permanente.

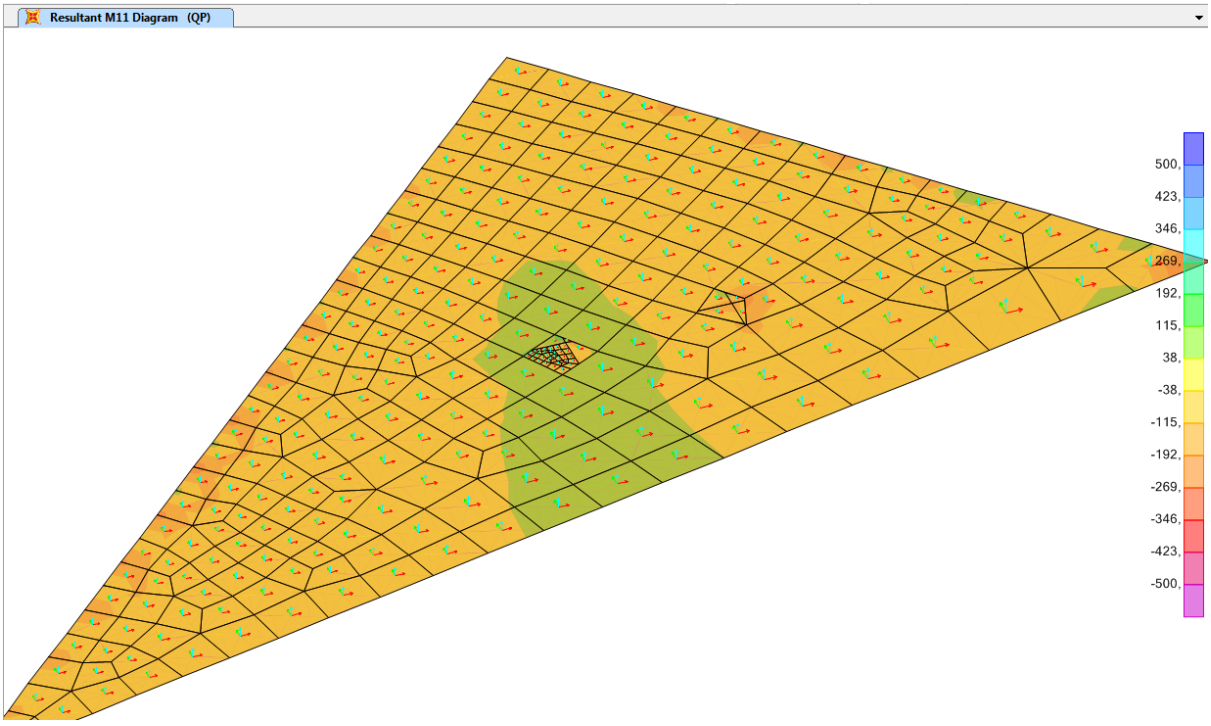


FIG. 8.25 - MOMENTI FLETTENTI IN DIREZIONE PARALLELA AL LATO OBLIQUO IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

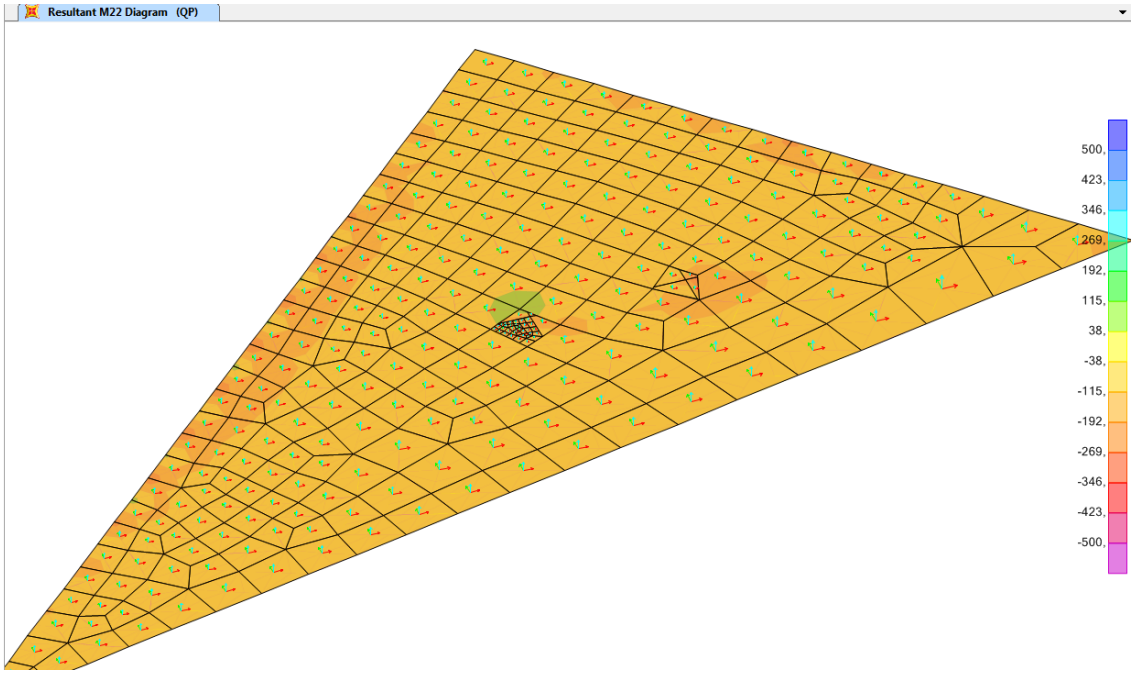
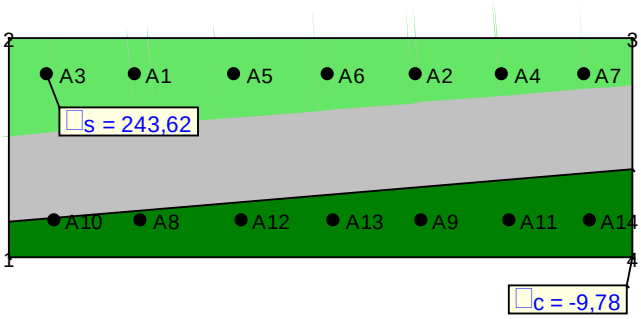


FIG. 8.26 - MOMENTI FLETTENTI IN DIREZIONE PERPENDICOLARE AL LATO OBLIQUO IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La soletta è armata con barre ϕ20 / 15 cm in entrambe le direzioni. Le verifiche a fessurazione più gravose sono quelle per sollecitazione flettente negativa. Nel seguito si riportano le verifiche a fessurazione più significative, mediate su una larghezza di 40 cm.

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cls,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	$\varnothing_{eq}$	$\varepsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k	
1	2199..	114912..	0,0191	206,08	45,18	20,0	0,603	0,50	331,28	0,1998	(<0,2)
2	2199..	113077..	0,0194	287,10	45,21	20,0	0,840	0,50	328,55	0,2761	(<0,3)



Unità di misura: [L]=mm [F]=N

qp - pilastro
M x-x= 115000000
M y-y= 80000000
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-500,00 y=58,14
a x=500,00 y=139,65

J n-n= 1,72422E9
S n-n= 6451476,00
b n-n= 1003,32

Ampiezza fessure:
Wd=0,1998 (< 0,2000)

8.9.17. Deformabilità verticale delle travi principali

Per la deformabilità delle travi principali di fa riferimento agli stati limite di esercizio, nella combinazione quasi permanente delle azioni (SLE.-qp), così definita:
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$
Con Q_{k1} = carico accidentale uffici, $\psi_{21} = 0.3$, Q_{k2} = carico neve, $\psi_{21} = 0.0$
e i carichi permanenti G1 e G2 applicati con il loro intero valore.

Con riferimento alla Circolare 2 febbraio 209, n.617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni"di cui al D.M. 14 gennaio 2008* al punto C4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità:

> Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.
>
> Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce.

La verifica è eseguita sul frame 54, che, a causa del carico concentrato costituito dalla trave n° 41, presenta le condizioni più critiche dal punto di vista delle deformazioni nelle combinazioni di esercizio:

elemento		Freccia verticale	rapporto L/f	
trave principale frame 53-54	campata	0.8 cm	1187	>500