

autostrade // per l'italia

INTERA RETE
1°, 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7°, 8°, 9° TRONCO

INSTALLAZIONE PANNELLI A MESSAGGIO VARIABILE
IN "ITINERE"

OPERE CIVILI E IMPIANTI

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO PORTALE A BANDIERA
IN ITINERE

spea
autostrade

Ingegneria
europea

IL PROGETTISTA :

Ing. Giampaolo NEBBIA
Ord. Ingg. Roma N° 12028

IL DIRETTORE TECNICO :

Ing. Giampaolo NEBBIA
Ord. Ingg. Roma N° 12028

RIFERIMENTO ELABORATO

DATA:

NOVEMBRE 2009

REVISIONE

n. data

UNITA'

DIRETTORIO

FILE

codice commessa

N.Prog.

fase

serie

n. progressiva

bis

rev.

SCALA:

--

PCM560180

REDATTO:

ing. Gianluca GALLI

CONSULENZA:

PROGETTATO:

ing. Gianluca GALLI

APPROVATO:

ing. Giampaolo NEBBIA

VISTO DELLA COMMITTENTE

autostrade // per l'italia
Società per azioni

INDICE

1	ASPETTI GENERALI	3
1.1	PREMESSA.....	3
1.1.1	Premessa alla presente edizione (revisione n°3 nov.2009).....	3
1.1.2	Premessa	3
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
1.2.1	Aspetti generali	7
1.2.2	Elementi costituenti l'opera	9
1.3	AMBITO DI APPLICAZIONE.....	13
1.4	MODALITA' E FASI DI MONTAGGIO	16
1.4.1	Descrizione	16
1.4.2	Regolazioni	17
1.5	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	18
1.6	MATERIALI UTILIZZATI	20
1.7	ANALISI DEI CARICHI.....	23
2	CALCOLI E VERIFICHE	36
2.1	PREMESSA.....	36
2.2	MODELLO DI CALCOLO.....	38
2.3	VERIFICA DEI PROFILI.....	43
2.4	VERIFICA DEI COLLEGAMENTI.....	53
2.5	VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI.....	70
2.6	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	72
2.6.1	Aspetti generali.....	72
2.6.2	Calcolo.....	73

3	ELEMENTI COMPLEMENTARI	83
3.1	Piazzola di servizio.....	83
3.1.1	Generalità.....	83
3.1.2	Analisi dei carichi	85
3.1.3	Conclusioni	117
3.2	Scala d'accesso	119
3.3	Barriere di sicurezza.....	120
4	APPENDICE.....	121
4.1	Tabulati file di input – statico (Lusas)	121
4.2	Tabulati file di input – modale (Lusas)	129
4.3	Tabulati file di input – spettrale X,Y (Lusas)	130
4.4	Tabulati file di input – spettrale Z (Lusas)	133

1 ASPETTI GENERALI

1.1 PREMESSA

1.1.1 Premessa alla presente edizione (revisione n°4 Dic.2013)

La presente edizione (novembre 2009) della relazione di calcolo recepisce le indicazioni e le prescrizioni delle normative pubblicate successivamente alla prima edizione del progetto e della relazione di calcolo relativa, ed in particolare contiene le integrazioni che rendono la relazione di calcolo ed il progetto compatibili con le **Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni emesse con DM Infrastrutture 14/1/08** e successivamente integrate (circ. Cons. Sup. LLPP 2/2/09). E' utile precisare sin da questa premessa che, essendo stati effettuati i calcoli e la progettazione della prima versione con il DM 14/9/05 impiegando metodi di calcolo ed azioni in linea con i più recenti criteri dell'ingegneria civile, le modifiche e gli aggiornamenti contenuti nella presente revisione sono più di carattere formale che sostanziale. La struttura progettata infatti, nel dimensionamento degli elementi strutturali e delle giunzioni, **risulta già in linea con i dettami della normativa DM 14/1/08 senza bisogno che su essa vengano effettuate modifiche o accorgimenti di natura strutturale.**

1.1.2 Premessa

La presente relazione contiene i dati e le scelte progettuali, gli ambiti di applicazione, le caratteristiche dei materiali, le prescrizioni per il montaggio, i calcoli e le verifiche statiche delle strutture di sostegno per pannelli a messaggio variabile da collocare lungo le autostrade che rientrano nella competenza della concessionaria Autostrade per l'Italia Spa. Sono esclusi dalla presente relazione la verifica ed il dimensionamento dei pannelli elettronici stessi e dei collegamenti con cui essi sono fissati alla struttura metallica portante. I pannelli sono considerati nella presente relazione per valutarne gli effetti sulla struttura che deve sorreggerli ovvero come carichi permanenti in senso verticale, come superficie soggetta all'azione del vento e come massa inerziale nel caso di accelerazioni sismiche.

Per la redazione del progetto si è fatto costante riferimento alle due famiglie di requisiti (requisiti funzionali e requisiti strutturali) elencate di seguito. Allo stesso modo con tali requisiti dovranno sistematicamente confrontarsi i soggetti incaricati della realizzazione dell'opera, della direzione dei lavori, del collaudo e della manutenzione nelle diverse fasi e per le diverse competenze e responsabilità a ciascuno assegnate dalle Norme e dai Contratti.

Requisiti funzionali dell'opera:

1. sostegno dei pannelli di caratteristiche fornite da Autostrade per l'Italia;

2. posizionamento dei pannelli al di sopra della carreggiata autostradale nel rispetto dei franchi di sicurezza (minimo 5,50m di franco libero netto) e con ingombro estremo in punta della struttura tale da sorpassare l'asse di mezzzeria della corsia di sorpasso;
3. adattabilità della struttura ad autostrade a due corsie con corsia d'emergenza e a tre corsie con corsia d'emergenza;
4. applicabilità in tutte le aree geografiche del territorio nazionale coincidenti con tratti autostradali di competenza della rete Autostrade per l'Italia spa;
5. massima adattabilità e versatilità di installazione;
6. sostegno dei pannelli con un unico elemento verticale posto all'esterno della zona carrabile e senza elementi strutturali collocati nello spartitraffico;
7. prefabbricazione in officina e rapidità di montaggio sul posto, con il minimo ingombro possibile in fase di montaggio, e rintracciabilità di tutti gli elementi ed i componenti prodotti in officina e posti in opera;
8. facilità di trasporto degli elementi a piè d'opera senza il ricorso a trasporti eccezionali;
9. Predisposizione di un sistema di "attacco rapido" che garantisca la sicurezza della struttura anche in fase transitoria con serraggio incompleto dei giunti bullonati;
10. Sicurezza per gli utenti dell'autostrada nel caso di perdita di controllo del veicolo e svio in corrispondenza della struttura in oggetto;
11. Sicurezza per il personale addetto alla manutenzione dei pannelli;
12. Sicurezza del personale e degli utenti durante la realizzazione dell'opera;
13. Completa accessibilità ai pannelli tramite scala di servizio inibita al personale non autorizzato;
14. Predisposizione per la dotazione di strumentazione tecnologica della struttura;
15. Limitazione degli spostamenti verticali e orizzontali per garantire l'efficienza della struttura e degli apparati su di essa installati ed il comfort del personale addetto;
16. Possibilità di regolazione della geometria della struttura;
17. Durabilità dell'opera e protezione da aggressioni ambientali;
18. Compatibilità ambientale dell'opera e dei processi connessi alla sua realizzazione;
19. Accessibilità a controlli ed interventi di manutenzione da programarsi con apposito piano;
20. Facilità di smontaggio a fine servizio;
21. Economicità della produzione, installazione e manutenzione dell'opera;
22. Connotazione formale che rappresenti continuità con strutture analoghe installate in passato sulla rete;
23. Riconoscibilità ed identificabilità del marchio del concessionario committente Autostrade per l'Italia;
24. Rispetto di tutte le leggi vigenti e di tutti gli adempimenti normativi;
25. Rispetto di tutte le Norme di sicurezza prescrizioni ed indicazioni legate alla realizzazione di lavori in Autostrada, così come predisposte dalle Direzioni responsabili.

Requisiti strutturali dell'opera (come definiti in DM Infrastrutture e trasporti 14/1/08):

1. Sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi;
2. Sicurezza nei confronti degli stati limiti di esercizio;
3. Robustezza nei confronti di azioni accidentali;
4. Garanzia di qualità e conformità dei materiali e di durabilità del manufatto;
5. Vita nominale: 100 anni;
6. Classe d'uso: Classe IV;
7. Vita di riferimento per azioni sismiche: 100 anni;
8. Tempo di ritorno per fenomeni naturali: 500 anni;
9. Normative sulle costruzioni di riferimento: vedi capitolo dedicato;
10. Azioni: vedi capitolo dedicato;
11. Materiali: vedi capitolo dedicato;

L'adeguatezza dell'opera e la sua rispondenza ai requisiti definiti sopra dovrà conservarsi in tutte le fasi di vita della struttura, dal processo di realizzazione (ordinativi dei materiali, fabbricazione, trasporto, assemblaggio, montaggio, entrata in esercizio) all'utilizzo e alla manutenzione dell'opera sino al termine della vita utile di progetto o alla dismissione della struttura.

Il progetto della struttura comprende le fondazioni e barriere di sicurezza e prevede la realizzazione dell'opera secondo le modalità e le fasi descritte al capitolo 1.4, che sono quindi da considerarsi parte integrante del progetto stesso. La struttura potrà essere considerata completa e rispondente ai requisiti specificati allorché essa sarà montata in tutte le sue parti, incluse le barriere di sicurezza, anche se realizzate con differenti appalti. Le operazioni di montaggio sono diffusamente descritte nel Manuale di montaggio in possesso del Committente.

La manutenzione e le verifiche sulla struttura nel corso della vita di esercizio sono descritte nell'apposito piano di manutenzione fornito al Committente unitamente al progetto.

La struttura per autostrade a due corsie e corsia di emergenza si ricava dalla struttura per autostrade a tre corsie e corsia di emergenza per semplice eliminazione della parte terminale dello sbalzo (o "prolunga"), mantenendo inalterate tutte le caratteristiche strutturali degli elementi componenti. Si ottiene in tal modo la massima versatilità della struttura ed il facile passaggio da una tipologia all'altra mediante aggiunta o sottrazione di un elemento di 2,20 m in punta. Ciò premesso è possibile affermare che le verifiche condotte nella presente relazione per la struttura adatta ad autostrade a tre corsie e corsia di emergenza sono da considerarsi estendibili e valide anche per la struttura per autostrade a due corsie e corsia di emergenza, di pari capacità resistente, ma soggetta ad azioni minori.

La struttura consiste di una parte prefabbricata in officina (il ritto e la trave) e di una parte realizzata in opera (il plinto). La parte in opera, dipendente dalle caratteristiche geometriche e fisiche del terreno del sito di installazione viene progettata e dimensionata in modo standard considerando caratteristiche minime dei parametri geotecnici di riferimento. Ogni singola installazione sarà oggetto di uno specifico progetto di installazione, completo di relazione geotecnica, con l'obiettivo di verificare la sussistenza delle caratteristiche minime di cui sopra e la completa applicabilità dell'opera oggetto della presente relazione nel sito specifico. D'altro canto la struttura fuori terra (e coerentemente le azioni trasmesse al plinto) è dimensionata sulla base di azioni massime che la struttura può sopportare in accordo con la normativa vigente, tradotte in termini di collocazione geografica e quota sul livello del mare.

L'applicabilità al singolo caso specifico del progetto standard oggetto della presente relazione sarà dunque subordinato alla verifica della contemporanea rispondenza ai seguenti controlli:

1. caratteristiche geografiche e di quota del punto di localizzazione della struttura da installare incluse nelle zone esplicitate al capitolo 1.3 della presente relazione.
2. caratteristiche dei carichi permanenti (peso dei pannelli) e variabili (peso distribuito equivalente del personale addetto alla manutenzione) inferiori a quelle esplicitate al capitolo 1.3 della presente relazione.
3. caratteristiche geotecniche del terreno del sito superiori a quelle minime indicate al capitolo 1.3 della presente relazione. Inoltre per ogni sito verrà verificata la compatibilità con il tipo di terreno (D) e con l'accelerazione di riferimento (0,35g) assunte per i calcoli (si rinvia alla relazione geotecnica specifica per ciascun sito di installazione).

Nel caso in cui per un sito specifico non risultasse soddisfatta anche una sola delle tre condizioni, occorrerebbe procedere ad una verifica più dettagliata della struttura da installare operando eventuali modifiche al plinto tipologico o alla struttura metallica oggetto della presente relazione e disegni annessi.

Nota:

Nella presente relazione i calcoli sono stati sviluppati con il metodo degli stati limite, in accordo con le Norme citate al capitolo 1.5 e considerando i materiali e le relative caratteristiche meccaniche di cui al capitolo 1.6. Le unità di misura adottate sono quelle del Sistema Internazionale; in particolare: Newton (N), metri (m), secondi (s) e relativi multipli in dipendenza delle grandezze trattate.

1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

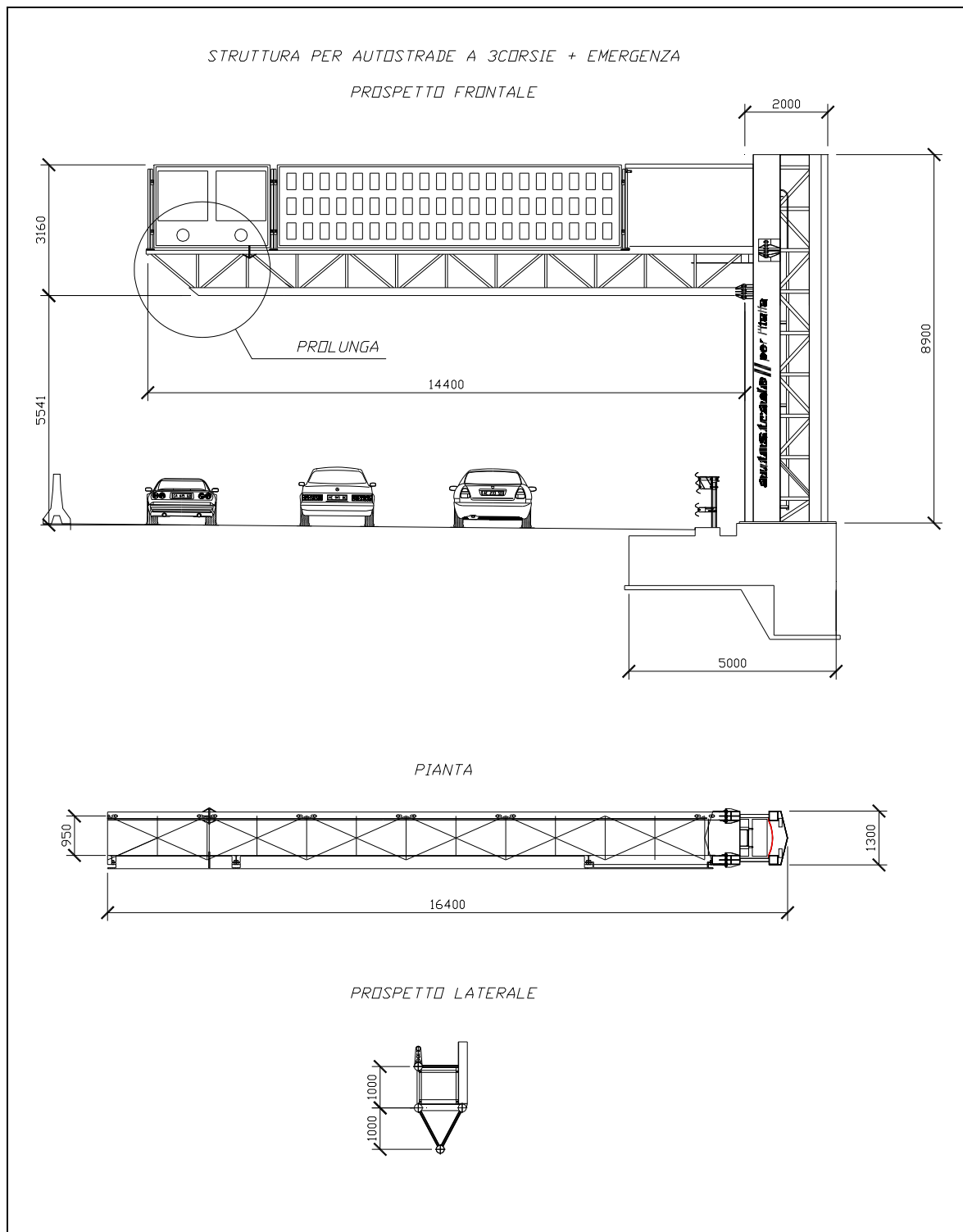
1.2.1 Aspetti generali

La struttura oggetto della presente relazione di calcolo (vedi figura) presenta un elemento verticale (colonna) al quale è incastrato un elemento orizzontale (travata) secondo uno schema semplice di tipo "a mensola". La luce di calcolo relativa alla trave è pari a 14.40 metri (relativa alla tipologia di carreggiata autostradale composta da 3 corsie + emergenza e adattabile, mediante la rimozione della prolunga, a 12.00 metri, relativa al caso di carreggiata composta da 2 corsie + emergenza) mentre la colonna presenta un'altezza fuori terra di circa 8.50 metri, che consente di avere un franco al di sotto dell'elemento orizzontale di 5.50 metri. La struttura è pensata per consentirne l'installazione sia su strade di tipo A (autostrade) esistenti che di nuova realizzazione ed è pertanto dotata di margini geometrici di tolleranza che consentono di adattarla alla maggior parte dei casi reali senza modifiche sostanziali della struttura.

Sulla trave sono installati, quali pannelli di segnalazione, un pannello alfanumerico a messaggio variabile, un pannello a pittogramma ed un impianto semaforico. Sul retro dei pannelli è previsto un camminamento in grado di consentire le operazioni di ordinaria manutenzione; il piano di calpestio è costituito da lamiera strutturale piena che ha lo scopo di controventare la trave nel piano e garantire un'elevata rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. Sono inoltre presenti predisposizioni per l'installazione di dispositivi elettronici. La struttura è composta di parti facilmente trasportabili, senza il ricorso a trasporti eccezionali, e agevolmente assemblabili sul sito di realizzazione, unicamente grazie ad unioni bullonate. Tutte le saldature sono eseguite in officina. Tutta la struttura è protetta dalla corrosione.

Si evidenzia che il camminamento risulta protetto, dove non vi sono pannelli, da rete metallica a maglia fina, mentre, nella parte posteriore del portale, è presente all'altezza di circa 1 metro dal predetto piano, un tubolare appartenente alla sezione resistente della trave (al quale è ancorato un mancorrente) che delimita la zona accessibile.

Per tutti gli elementi costituenti in manufatto è previsto il trattamento di zincatura a caldo.



1.2.2 Elementi costituenti l'opera

La struttura portante è realizzata mediante l'assemblaggio dei seguenti elementi:

FONDAZIONE: il dado di fondazione è interamente realizzato con calcestruzzo armato gettato in opera. Le dimensioni in pianta del dado sono di metri 5.00 in direzione ortogonale all'asse autostradale e di metri 4.00 in direzione parallela all'asse autostradale; il plinto è costituito da un tratto sotto la pavimentazione della corsia d'emergenza ($L=1,60\text{m}$) e da una parte con estradosso a +10cm rispetto al piano pavimentato ($L=3,40\text{m}$). Al fine di compensare la pendenza della scarpata evitando che il piano d'appoggio del plinto non risulti sufficientemente coperto dal terreno, la parte più esterna (rispetto all'autostrada) del plinto è dotata di un taglione di dimensioni trasversali $1,50 \times 1,20$ per tutta la lunghezza del plinto ($4,00\text{m}$).

L'altezza del plinto varia da 1.20 metri per la zona al di sotto della corsia di emergenza a 1.50 metri nella zona a cavallo della sede autostradale; ciò per permettere la presenza di un gradino propedeutico all'installazione della barriera di protezione e per garantire una quota d'imposta della struttura che compensi il dislivello generato dalla pendenza trasversale della strada (preservando il franco minimo libero sotto alla trave). L'altezza della struttura sul piano viario, a montaggio completato è pari a: 553cm (luce netta trave-piastra di fondazione) + 10cm (spazio piastra di fondazione-plinto) + 20cm (gradino pavimentazione-plinto) = 583cm ; tale valore scende a $5,50\text{ m}$ in corrispondenza della punta della trave nell'ipotesi di pendenza trasversale della strada pari al 2,5%. la struttura metallica è ancorata con apposito cestello di tirafondi (fornito con la carpenteria metallica) posto in opera contestualmente al getto del plinto e annegato in esso.

I tirafondi sono $\Phi 24$ in acciaio Fe510C (S355JO), dotati di uncini annegati nel plinto e dotati di filettatura per il fissaggio del ritto della struttura, anch'esso interamente in acciaio (Fe510C – S355JO).

Sull'estradosso della fondazione, nella zona posteriore alla variazione di quota prodotta dal gradino, è presente una canaletta di dimensione $0,4 \times 0,2$ metri ricavata nel calcestruzzo nella quale alloggiare eventuali cavidotti presenti sulla sede autostradale dopo la realizzazione dell'opera. Al plinto è collegato, parallelamente al senso di marcia, un cordolo in c.a. la cui funzione è legata all'ancoraggio della barriera ed è dunque indipendente dalla stabilità dell'opera.

COLONNA:

Il ritto è concepito nel seguente modo: un elemento tubolare anteriore (o "macro-tubolare") di sezione poligonale ed un analogo elemento posteriore sono collegati da tondi pieni $\Phi 80$ disposti a traliccio a maglia triangolare; nello spazio tra i due tubolari trova spazio la scala a pioli d'accesso alla struttura. L'insieme costituisce così un unico ritto la cui rigidezza torsionale risulta dalla combinazione dei singoli tubolari collegati. Ciascuno dei tubolari è a sua volta costituito da uno

scheletro di elementi tubolari quadri verticali 220x220mm collegati da piatti orizzontali a passo 1m per tutta l'altezza; tale scheletro è rivestito dalla camicia in lamiera d'acciaio di spessore 10mm che conferisce l'aspetto di tubo visibile esternamente. In maniera semplificativa si possono sintetizzare nel seguente modo le funzioni assolve da ciascuna parte strutturale: il macro-tubolare poligonale anteriore sopporta le compressioni e quello posteriore le trazioni prevalentemente tramite i tubi quadri posti al proprio interno; la camicia in acciaio, sia del tubolare anteriore che di quello posteriore conferiscono la richiesta rigidità torsionale e i tondi di collegamento consentono la collaborazione dei due corpi. Gli elementi di collegamento orizzontali (non visibili dall'esterno così come i tubi quadri) forniscono la controventatura evitando rischi di instabilità per carico di punta.

All'interno del cavo del macro-tubo posteriore corrono i tubi per l'alloggiamento dei cavi che dallo shelter raggiungono i pannelli.

Più in dettaglio: la colonna portante della struttura è realizzata in acciaio laminato a caldo per impieghi strutturali Fe510C o SJ355JO (UNI EN 10025-1) e risulta costituita da una sezione composta dall'accoppiamento a mezzo saldatura continua a completa penetrazione e ripristino (classe 1) di vari profili semplici e presenta un ingombro in pianta di 1300x2000 mm. La scelta progettuale, al fine di creare un elemento estremamente rigido e monolitico nei confronti delle azioni flessionali e torsionali, è caduta su un profilo a doppio tubo reso solidale da un traliccio reticolare in tondi pieni Ø80; inoltre la struttura ottenuta risulta, in altezza, di tipo modulare con modulo ripetuto su base 1000 mm. Il tubo lato carreggiata è costituito da 4 profili scatolari di sezione 220x220x10 mm posti all'interno di una sezione trapezia realizzata saldando agli stessi una "camicia" realizzata con piastre aventi spessore pari a 10 mm; in corrispondenza di ciascun modulo è presente un orizzontamento opportunamente saldato (costituito da lastre rompitratta) avente scopo di controvento nei confronti dei problemi di instabilità euleriana dei profili compressi. Il tubo lato scarpata, di dimensione minore, è altresì costituito da n. 2 scatolari di sezione 220x220x10 mm posti all'interno di una sezione trapezia (complementare alla precedente) realizzata nuovamente saldando agli stessi una "camicia" realizzata con piastre aventi spessore pari a 10 mm. All'interno della colonna, tra i due profili trapezi, vi è la zona di accesso (di dimensione trasversale pari a 700 mm) al piano di calpestio della trave, accesso garantito dalla opportuna presenza di una scala a pioli. Al di sopra del piano di calpestio, al fine di sostenere la copertura del manufatto, è presente un "torrino" realizzato con una struttura reticolare tridimensionale ottenuta dall'accoppiamento di profili tondi Ø55 con n. 4 dei profili scatolari presenti nei tubolari costituenti la colonna.

Nella parte superiore della colonna, sopra la piastra "tappo" della camicia anteriore, è presente un profilato a "H" propedeutico, con i tre ganci posti in prossimità dei giunti flangiati ed al perno di sicurezza, all'attacco rapido tra gli elementi in fase di montaggio. A tal fine è altresì presente un elemento trasversale di contrasto che collega i tre scatolari 220x220x10 mm realizzato con un profilo HEA 160.

TRAVE: la trave rappresenta l'elemento strutturale principale sul quale sono posti in opera i vari pannelli di segnalazione (alfanumerico, pittogramma, semaforo) e gli eventuali ulteriori dispositivi elettronici e di segnalazione. La stessa è realizzata in acciaio laminato a caldo per impieghi strutturali Fe510C o SJ355JO (UNI EN 10025-1) secondo una struttura reticolare tridimensionale ottenuta dal collegamento di n. 4 profili tubolari $\varnothing 193.7 \times 5$ mm attraverso tondi $\varnothing 55$ saldati gli uni agli altri con saldature a completa penetrazione e ripristino (classe 1). La sezione risultante è di tipo triangolare (con i tubolari posti ai vertici del triangolo che presenta la punta verso il basso) con dimensione 1.1x1 metri e presenta un'appendice verso l'alto di altezza costante pari a 1 metro (nella parte posteriore del portale) al termine della quale è presente il quarto tubolare. Anche l'appendice (continua lungo tutta la trave) è realizzata con una connessione a mezzo tondi $\varnothing 55$ realizzata in maniera identica alla precedente. Il piano di calpestio è realizzato attraverso una lastra continua in acciaio saldato ai tubolari di spessore pari a 10 mm poggiata su piatti trasversali di collegamento da 15mm posti di taglio ad interasse 1,2m: questo consente di avere una elevata rigidità di piano nei confronti delle azioni orizzontali (vento) con un modesto incremento di peso in quanto la stessa sostituisce integralmente gli elementi tubolari diagonali di controventamento del predetto piano. La lunghezza complessiva dell'elemento orizzontale è di 14.40 metri e rende la struttura idonea alla segnalazione su carreggiate costituite da 3 corsie + emergenza; è tuttavia possibile ridurre la luce della trave a 12.00 metri semplicemente rimuovendo la parte terminale della "punta" della struttura adattando la stessa al caso di 2 corsie + emergenza.

La parte della trave adiacente alla zona di connessione con la colonna è opportunamente modificata per prevedere la presenza di un "rosto" costituito da una trave tipo HE550 che permette alla trave stessa di innestarsi nella colonna ed essere fissata con un perno di sicura contro l'elemento di contrasto trasversale presente nella parte anteriore della colonna. Tale elemento con i tre ganci posti in corrispondenza delle tre flange superiori della trave costituisce il sistema di "aggancio rapido" in fase di montaggio.

Per ragioni di rinforzo i primi due traversi sono costituiti da piatti pieni sp.15mm saldati alla trave e al rosto.

Nella zona dei giunti flangiati, che collegano la trave al ritto mediante bulloni di classe 10.9, è ottenuta la contromonta della trave, realizzata conferendo un angolo di $0,35^\circ$ tra l'asse della trave ed il piano che contiene le flange, ovvero la trave deve avere una monta di 90mm rispetto all'orizzontale, tale da compensarne il peso permanente (peso proprio e peso dei pannelli).

Al di sopra del tubolare superiore della trave di parapetto sono collocati due tubolari che corrono parallelamente al corrente corrimano.

Tali tubolari non assolvono funzione strutturale, ma servono all'alloggiamento dei cavi e all'appoggio dei dispositivi tecnologici di arredo della struttura.

Trave e ritto sono pezzi monolitici ottenuti con saldature e collegati tra loro con giunti bullonati, con l'aggiunta di ganci (utilizzati in fase di montaggio) e di uno spinotto di sicurezza.

Lo spazio compreso tra plinto e piastra metallica di base della struttura viene riempito con malta o betoncino reoplastico che assolve sia alla funzione di base di appoggio per il ritto, aumento della rigidità a torsione dell'insieme e protezione dei tirafondi dalla corrosione.

Il cestello di collegamento della struttura è a sua volta collegato con i quattro tirafondi destinati a sostenere la struttura a sbalzo in acciaio a sostegno dello shelter impianti in vetroresina.

La protezione della struttura nei confronti dell'urto di veicoli in svio è effettuata con barriere metalliche classe H3 su piastra ancorate al plinto e ad un apposito cordolo per uno sviluppo di circa 14,00m e collegate alla barriera su terra prima e dopo.

Tutte le strutture metalliche sono protette dalla corrosione tramite zincatura a caldo eseguita in officina.

La struttura metallica è protetta da correnti di guasto mediante il collegamento ad un impianto di messa a terra realizzato con puntazze e fili di rame.

Si rinvia comunque ai disegni di progetto per una migliore comprensione della geometria e delle funzioni della struttura.

1.3 AMBITO DI APPLICAZIONE

Come è esplicitamente ricavabile dal capitolo dedicato alla valutazione delle azioni ambientali e dal capitolo dedicato alla verifica delle fondazioni, la struttura in esame è concepita per l'installazione lungo tratti autostradali, nei tratti di competenza della Società Autostrade per l'Italia spa, quindi in condizioni minime standard di installazione, secondo tre condizioni di riferimento (vedi premessa):

1. Geograficamente, la struttura potrà essere collocata in qualunque tratta della competenza A.s.p.i., vale a dire, con riferimento al D.M. Infrastrutture 14/1/08, capitolo 3:
 - Val d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia esclusa la provincia di Trieste, Emilia Romagna) fino ad un'altitudine sul livello del mare di 760m;
 - Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria, esclusa la provincia di Reggio Calabria fino ad un'altitudine sul livello del mare di 740m;
 - Liguria fino ad un'altitudine sul livello del mare di 840 m;

sono escluse Sicilia, Sardegna, isole minori e Province di Reggio Calabria e Trieste.

Le strutture saranno collocate in zone prive di ostacoli, entro la linea di costa, con categoria di esposizione II e coefficiente di topografia pari a 1. Considerando infatti la direzione principale del vento perpendicolare al piano dei cartelli e quindi parallela all'asse stradale, le strutture potranno trovarsi sulla sommità di dislivelli rispetto al piano della campagna di pendenza inferiore al 10% (max pendenza longitudinale delle livellette autostradali).

In termini di velocità e pressione cinetica del vento, la struttura è in grado di sopportare le seguenti azioni (tempo di ritorno 500 anni, altezza di riferimento dell'opera 7,5m):

velocità media del vento (v_M): 34,0 m/s (=122 km/h);

velocità di picco (v_P) – fenomeni di raffica: 52,5 m/s (= 189 Km/h); $q = 1,75$ KN/mq;

In termini di carico di neve sull'impalcato (tempo di ritorno 500 anni), la struttura è dimensionata per sostenere un carico ripartito di 3,00 KN/mq, corrispondente ad un carico a terra di 3,75 KN/mq.

In termini di sisma la struttura, pensata per una installazione in via del tutto generica sul territorio nazionale, è stata verificata sulla base di una accelerazione sismica spettrale non riferita ad alcuna specifica zona, che contempla una accelerazione di picco al **suolo (PGA) pari a circa 0,28g**,

categoria topografica pari a T1 e categoria di suolo D, ai sensi del DM 14/1/08, con probabilità di superamento del 10% in 100 anni (opera strategica). Alla luce del DM Infrastrutture 14/1/08, le azioni sismiche considerate si ritengono valide **a patto di verificare, puntualmente, che l'azione sismica della zona di installazione sia inferiore a quella adottata in origine nel dimensionamento** (come espressamente indicato in esempio a pag. 32 della presente relazione) della struttura. **In tale modo la struttura risulta infatti completamente verificata nei confronti dello stato limite SLV e compatibile con il periodo di vita nominale assunto.**

Il periodo di riferimento è assunto pari a 50 anni essendo la classe d'uso = 4 ed il coefficiente di utilizzo = 2.

L'accelerazione di picco del suolo deve pertanto comunque essere sempre inferiore a **0,28 g** al fine di consentire l'installazione del manufatto, in qualunque punto del reticolo sovrapposto alla rete autostradale gestita da autostrade per l'italia nelle aree geografiche di cui al punto 1); diversamente sarà necessario prevedere opportuni rinforzi e modifiche alla struttura resistente del portale.

2. In termini di carichi permanenti e sovraccarichi variabili, la struttura è concepita per sostenere cartelli con le seguenti caratteristiche massime:

pannello alfanumerico:

dimensioni: 8420mm lunghezza (compreso i perni di sostegno), 2000mm altezza, 310mm profondità;
peso (inclusa cornice): 15,00 KN;

doppio pittogramma:

dimensioni: 2920mm lunghezza (compreso i perni di sostegno), 2000mm altezza, 310mm profondità;
peso (inclusa cornice): 6,00 KN;

sovraccarichi variabili:

E' previsto presente un carico dovuto alla presenza del personale addetto alla manutenzione di 1,00 kN/mq sul piano di calpestio.

3. Caratteristiche minime del terreno di sedime del sito in cui viene realizzata l'opera: rilevato in materiale granulare addensato, presenza sistema di drenaggio delle acque di superficie e assenza di falda. Genericamente le caratteristiche minime del terreno di fondazione di appoggio del plinto dovranno rispettare i seguenti parametri: angolo di attrito: 23,0°, peso di volume: 18 KN/mc, coesione: 0,0. Beninteso preventivamente ad ogni installazione dovranno essere condotte campagne di indagine geognostica e conseguente caratterizzazione geotecnica del sito e verifica dell'adeguatezza della fondazione.

NOTA BENE

I pannelli a led elettronici (PMV) ed i relativi dispositivi di aggancio alla struttura dovranno soddisfare i medesimi requisiti esposti e quindi dovranno sopportare senza rotture né perdite di funzionalità la pressione distribuita massima del vento di 1,75 kN/mq. A carico del fornitore del pannello e del realizzatore della struttura è anche la verifica della compatibilità geometrica dei supporti dei pannelli con i pannelli stessi.

1.4 MODALITA' E FASI DI MONTAGGIO

1.4.1 Descrizione

Una volta collocata la segnaletica prevista dalle vigenti Norme per l'esecuzione di lavori in autostrada, sentito il Tronco competente, il plinto viene realizzato alla progressiva stabilita, demolendo parte del conglomerato bituminoso della corsia d'emergenza per poter realizzare il tratto di plinto sotto la pavimentazione. Eseguito lo scavo, con la disposizione dei picchetti per la messa a terra, la disposizione delle armature e dei tirafondi (questi ultimi forniti dal produttore della struttura con contropiastra da 10mm che funge da dima), si esegue il getto di calcestruzzo. L'asse dei cestelli dei tirafondi dovrà essere perfettamente ortogonale all'asse stradale ed il gradino del plinto (su cui sarà installata la barriera) dovrà coincidere con il ciglio pavimentato. A getto completato, si disporrà in posizione perfettamente piana la citata contropiastra da 10mm agendo sui dadi di regolazione. Lo spazio risultante tra plinto e contropiastra sarà di circa 10cm e verrà riempito a lavori ultimati con malta o betoncino reoplastico. Contestualmente al plinto viene realizzato il cordolo per la futura installazione di barriere tipo bordoponte.

A calcestruzzo maturo vengono trasportati a piè d'opera, la trave da 12m, l'eventuale prolunga da 2,40m, il ritto, i pannelli con relativi sostegni, i passacavi della trave ed i grigliati per parapetto, oltre alla struttura di sostegno per lo shelter. Le operazioni di montaggio, a carico del fornitore della carpenteria metallica, si svolgono con l'ausilio di apposita autogru e previa disposizione di apposita segnaletica e disponendo interruzioni temporanee del traffico durante i sollevamenti. La Direzione del Tronco Autostradale competente potrà richiedere di svolgere le operazioni di notte ed entro orari prestabiliti oltre ad eventuali ulteriori prescrizioni legate a motivi di sicurezza e viabilità.

Viene posto in opera il ritto, sollevato tramite appositi golfari, inserendo i tirafondi nei fori della piastra di base, e vengono serrati i dadi alla coppia prevista dalle norme. La trave viene assemblata a piè d'opera, collegando l'eventuale prolunga, i grigliati, i passacavi, i montanti di sostegno per i pannelli ed i pannelli stessi.

La trave è sollevata tramite appositi golfari avvitati nella lamiera di calpestio (svitati al termine delle operazioni di montaggio) e incastrata al ritto tramite i ganci autocentranti; l'ancoraggio provvisorio è completato con l'inserimento del perno di sicurezza, mantenendo tuttavia la gru in prossimità dell'opera con i cavi ancorati.

La trave è comunque in sicurezza (a perno inserito) e può essere riaperto il flusso di traffico interrotto all'atto del sollevamento. Viene quindi completato il collegamento con l'inserimento di tutti i bulloni dei giunti ed il loro successivo serraggio con chiave dinamometrica alla coppia prevista.

La trave a questo punto risulterà perfettamente orizzontale in virtù della contromonta assegnata in officina, che ne compensa la deformazione per carichi verticali e, successivamente, viene installata la struttura di sostegno dello shelter (a cura della ditta che fornisce la carpenteria metallica).

Successivamente il montaggio è completato con il getto di malta già menzionato che conclude la fase di installazione del portale (a carico dell'impresa che ha realizzato il plinto).

Viene infine effettuato il montaggio delle barriere di sicurezza secondo le disposizioni progettuali (fornite e installate con apposito affidamento).

1.4.2 Regolazioni

L'unica regolazione necessaria è quella che permette la planarità della contropiastra d'appoggio del ritto. La deformazione della trave sarà infatti compensata dall'opportuna contromonta assegnata in officina.

Qualora, in condizioni del tutto particolari e giustificate, fosse necessario agire sulla verticalità del ritto per recuperare l'orizzontalità della trave, si potrà agire sui dadi di base, avendo però cura di non superare un fuori piombo 4 cm del vertice più alto del ritto.

Particolare cautela dovrà essere posta nell'orientamento dei tirafondi, dato che nessuna regolazione è più possibile per l'orientamento della struttura a getto avvenuto.

Le fasi descritte potranno avvenire con semplicità e rapidità solo nel caso in cui la struttura sia realizzata in officina a regola d'arte, con controllo dell'ortogonalità e parallelismo dei pezzi, rifinitura delle saldature e della zincatura, rispetto delle tolleranze, coincidenza delle forature, ecc. Per questo si raccomanda un assiduo controllo negli stabilimenti e all'atto della spedizione degli elementi, sia da parte del committente che da parte della direzione lavori.

A montaggio avvenuto, le tolleranze ammesse per l'accettazione sono:

- verticalità del ritto nel piano contenente il pannello: 0,25% verso la strada e 0,75% verso l'esterno della carreggiata;
- orizzontalità della trave nel piano contenente il pannello: 0,25% verso il basso e 0,75% verso l'alto;

1.5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

LEGGE 05/11/1971 n.1086

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

LEGGE 02/02/1974 n.74

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

LEGGE 17/07/2004 n.186

Disposizioni urgenti per garantire la funzionalità di taluni settori della Pubblica Amministrazione.

DPR 06/06/2001 n.380

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

DM Infrastrutture e Trasporti 14/01/08 “nuove norme tecniche per le costruzioni”

Norme Tecniche per le Costruzioni.

DM Infrastrutture e Trasporti 14/09/05 “testo unitario”

Norme Tecniche per le Costruzioni

O.M. n. 3274 del 20/03/2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

O.M. n. 3316 del 20/10/2003

Modifiche ed integrazioni all'O.M. n. 3274 del 20/03/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

O.M. n. 3431 del 03/05/2005

Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.M. n. 3274 del 20/03/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.

O. M. n° 3452 del 1 Agosto 2005

Disposizioni urgenti di protezione civile

O.M. n° 3467 del 13 Ottobre 2005

Disposizioni urgenti di protezione civile in materia di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

UNI EN 206-1, 2006

“Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

UNI 11104, 2004

Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.

D.M. del 14/01/2008

“Norme tecniche per le costruzioni”.

Circolare n. 617 del 02/02/2009

Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

1.6 MATERIALI UTILIZZATI

Salvo diverse disposizioni o indicazioni espressamente indicate negli elaborati grafici, sono previsti i seguenti materiali, per i quali si richiede la conformità a DM 14/1/08 cap.11.

Per le produzioni in stabilimento si richiede che il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di trasformazione sia predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da un organismo terzo. Inoltre si richiede il rispetto delle prescrizioni imposte dalle NTC 14/1/08 in merito all'attestato di avvenuta dichiarazione di attività rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale e l'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno. L'acciaio utilizzato deve essere dotato di marcatura CE ovvero di attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale.

- **Calcestruzzo per strutture di fondazione C25/30**

Classe di impiego B, classe di resistenza medio-bassa, conforme a EN197, UNI EN 12620, EN 934-2 e UNI EN 1008.

Resistenza cubica caratteristica a compressione a 28 giorni	$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{ck} = 24,9 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica a trazione	$f_{ctk} = 1,84 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 15,8 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,15 \text{ MPa}$
Peso teorico dell'unità di volume ai fini del calcolo	$\gamma_c = 25 \text{ KN/mc}$
Modulo elastico teorico ai fini del calcolo	$E_c = 34.000 \text{ MPa}$

NOTE:

In accordo con UNI 9858 e UNI EN 206-1 i calcestruzzi si intendono realizzati con rapporti $A/C \leq 0.55$, diametro massimo dell' aggregato 20mm e copriferro $c \geq 30 \text{ mm}$.

Lo strato di calcestruzzo magro ha uno spessore minimo di 10 cm.

- **Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato (saldabile)**

Tipo di acciaio: B450C laminato a caldo (ex FeB44k) ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, con marchiatura CE ovvero conforme a DM 14/1/08 cap.11.

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
-------------------------------------	-------------------------------

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A_5 \geq 12 \%$
Rapporti di duttilità:	$f_y/f_{yk} \leq 1.35$ $(f_t/f_y) \geq 1.13$
Tensione di calcolo di snervamento (con $\gamma = 1,15$):	$f_{yd} \geq 391 \text{ MPa}$
Controlli in stabilimento in accordo con cfr. 11.2.2.10. del D.M. 14/01/2008.	

• **Bulloni (viti e dadi) alta resistenza classe 10.9, dadi classe 10**

conformi a EN 898-1 UNI EN ISO 4016, e EN 20898-2 UNI 5592

Tensione di rottura a trazione:	$f_t \geq 980 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento (provino):	$f_y \geq 880 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento (vite intera):	$f_{yN} \geq 775 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento (vite intera):	$f_{kN} \geq 685 \text{ MPa}$
Tensione di calcolo (con $\gamma = 1,15 \times 1,09$):	$f_{yd} \geq 548 \text{ MPa}$

• **Acciaio tipo EN10025 S355JO (ex Fe 510 C) per carpenteria strutturale**

conforme a EN 10025-1 e EN10210-1.

Tensione di rottura a trazione (sp. < 16mm):	$f_t \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di rottura a trazione (sp. < 40mm):	$f_t \geq 490 \text{ MPa}$
Tensione di rottura a trazione (sp. < 63mm):	$f_t \geq 470 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento (sp. < 16mm):	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento (sp. < 40mm):	$f_{yk} \geq 345 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento (sp. < 63mm):	$f_{yk} \geq 335 \text{ MPa}$
Resilienza:	$KV \geq 27 \text{ J a } 0^\circ$
Allungamento percentuale:	
- per lamiere	$\varepsilon_t \geq 21\%$
- per barre, profilati larghi e piatti	$\varepsilon_t \geq 22\%$
- per profilati cavi	$\varepsilon_t \geq 20\%$
Tensione di calcolo (con $\gamma = 1,15 \times 1,05$):	$f_{yd} \geq 285 \text{ MPa}$

Tensione di calcolo nelle zone dissipative per sisma (con $\gamma = 1,15 \times 1,05 \times 1,10$):

$$f_{yd,s} \geq 259 \text{ MPa}$$

Peso teorico dell'unità di volume ai fini del calcolo

$$\gamma_a = 785 \text{ KN/mc}$$

Modulo elastico teorico ai fini del calcolo

$$E_a = 210.000 \text{ MPa}$$

1.7 ANALISI DEI CARICHI

Nel calcolo di verifica della struttura si è tenuto conto delle azioni alle quali la stessa è sottoposta combinate nel modo più sfavorevole per ciascun elemento al fine di garantire le necessarie caratteristiche di rigidità e resistenza. Le combinazioni sono applicate con i coefficienti di amplificazione previsti dalle Norme per i diversi stati limite considerati

Le singole azioni in gioco, inserite ed utilizzate nei modelli di calcolo, sono di seguito riportate.

PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI

Ciascun elemento costituente l'opera è stato gravato del peso proprio. I pesi degli elementi in particolare risultano:

Tubolare $\varnothing 193.7 \times 7 \text{ mm} = 32.23 \text{ daN/m}$

Scatolare $220 \times 220 \times 10 \text{ mm} = 65.52 \text{ daN/m}$

Tondo $\varnothing 55 \text{ mm} = 18.53 \text{ daN/m}$

Tondo $\varnothing 80 \text{ mm} = 39.21 \text{ daN/m}$

HE 160 A = 30.40 daN/m

IPE 550 = 106.0 daN/m

Piano di calpestio e "camicia" in lamiera da $10 \text{ mm} = 102 \text{ daN/m}$

Detti pesi sono stati incrementati del 10% in fase di calcolo per portare in conto la presenza degli elementi accessori (flange, piastre, bulloni ecc...) e nel calcolo della struttura sono stati valutati applicando alla geometria di ogni elemento il peso per unità di volume definito al cap.1.6.

Il peso analitico dei singoli elementi componenti la struttura è riportato nel seguito:

DESCRIZIONE	DESCRIZIONE	N°	LUNGH.	LARGH.	ALT/SP	PESO UNIT.	PARZ.	TOT.
Acciaio qualificato Fe 510						peso acciaio/mc 7,850.000	KG	
Piastra di base	Piastra anteriore	1.00	1.000	1.386	0.020	7,850.000	217.52	
	Piastra posteriore	1.00	1.000	0.809	0.020	7,850.000	127.03	
	collegamento	2.00	1.000	0.043	0.020	7,850.000	13.50	
	Fazzoletti 2.5%						8.95	
								367.006
Contro-piastra di base	Piastra anteriore	1.00	1.000	1.386	0.010	7,850.000	108.76	
	Piastra posteriore	1.00	1.000	0.809	0.010	7,850.000	63.51	
								172.28
Tirafondi	Tirafondi d=24	37.000	1.980			3.550	260.07	
	dima sp. 10mm	1.000	1.000	0.897	0.010	7,850.000	70.42	
								330.495
Struttura portante ritto	Scatolari 220x220x10	4.000	8.910			62.570	2,229.99	
		2.000	6.110			62.570	764.61	
							2,994.60	
	Tondi d=80	13.000	0.680			39.440	348.65	
		3.000	0.900			39.440	106.49	
		14.000	0.990			39.440	546.64	
		1.000	0.770			39.440	30.37	
		1.000	0.840			39.440	33.13	
							1,065.27	
	piastre di rinf. Tondi 80-scatolare220	17.000	1.000	0.042	0.010	7,850.000	56.05	
		12.000	1.000	0.091	0.010	7,850.000	85.72	
		1.000	1.000	0.070	0.010	7,850.000	5.50	
							147.27	
	Lamiera ("camicia") sp 10 mm	1.000	2.820	6.110	0.010	7,850.000	1,352.57	
		1.000	2.440	8.890	0.010	7,850.000	1,702.79	
							3,055.36	
	Irrigidimenti trasversali (tubo anteriore)	7.000	1.000	0.680	0.010	7,850.000	373.66	
	piastre 550x440aggancio rapido	2.000	0.550	0.440	0.020	7,850.000	75.99	
	tappi per 220x220	5.000	0.250	0.250	0.010	7,850.000	24.53	
	perno di sicura	1.000	0.300			39.440	11.83	
								7,748.513
Scala	L 60x60x8	2.000	6.500			7.090	92.17	
	atttacchi	8.000	0.200			7.090	11.34	
	Pioli fi 25	26.000	0.830			0.870	18.77	
	Corrimano d=35/2	2.000	1.500			1.630	4.89	
								127.18
accessori ritto	Canalette portacavi 200x100/3	2.000	8.300			13.670	226.92	
	Botola irrigidita, incl.cerniere	1.000	0.900	0.500	0.010	7,850.000	35.33	
	appoggi botola (sc.110x80x5)	2.000	0.700			8.010	11.21	
	Grigliato Keller base gamba h30mm	1.000	0.700	1.300		23.200	21.11	
	Piastra sbarco scala	1.000	1.000	0.250	0.010	7,850.000	19.63	
	Piastra di completam. zona giunto	1.000	1.000	0.500	0.010	7,850.000	39.25	
	angolari vari di fissaggio L50x5	1.000	2.500			3.770	9.43	
	Grigliato Keller verticale sp.25mm	1.000	8.900	0.700		15.400	95.94	
		1.000	6.310	0.700		15.400	68.02	
							163.96	
	profilati C40 (guide) per inserimento Grigliato	2.000	8.810			4.880	85.99	
		2.000	6.310			4.880	61.59	
		2.000	0.700			4.880	6.83	
							154.40	
	cancello	1.000	0.600	2.230		32.000	42.816	
	Palo telecamera d= 40/2	1.000	3.500			1.870	6.545	
								730.601

carter di finitura	carter 1	1.000	0.760	2.830	0.0025	7,850.000	42.209
	carter 2	1.000	0.760	2.830	0.0025	7,850.000	42.209
	carter 3	1.000	0.370	1.290	0.0025	7,850.000	9.367
							93.786
Trave	Tubo d=193,7/7 Inferiore	1.000	10.750			32.230	346.47
	Tubi d=193,7/7 Superiori	3.000	12.510			32.230	1,209.59
							1,556.06
	Tondi d=55	20.000	1.366			18.640	509.24
		10.000	1.270			18.640	236.73
		19.000	0.938			18.640	332.20
		1.000	0.820			18.640	15.28
							1,093.46
	piatti 150	11.000	0.938	0.152	0.015	7,850.000	184.67
	traversi zona attacco	2.000	1.000	0.460	0.010	7,850.000	72.22
	Calpestio	1.000	12.000	0.920	0.010	7,850.000	866.64
	fazzoletti nodi parapetto	12.000	1.000	0.0400	0.010	7,850.000	37.68
	piastre per montanti a T	6.000	0.200	0.3300	0.015	7,850.000	46.63
	fazzoletti piastre per montanti a T	18.000	1.000	0.0080	0.010	7,850.000	11.30
	piastra di rinforzo cottimano all'attacco	1.000	1.380	0.1500	0.020	7,850.000	32.50
							3,901.168
Zona colleg. Trave/Pilastro	IPE550	1.000	1.850		106.000		196.10
	Piatti	2.000	0.516	0.181	0.020	7,850.000	29.33
	Piatti	2.000	0.252	0.080	0.030	7,850.000	9.50
							234.922
Giunti flangiati	attacco A lato ritto	1.000	1.000	0.197	0.030	7,850.000	46.39
	attacco A lato trave	1.000	1.000	0.176	0.030	7,850.000	41.45
	gancio	1.000	1.000	0.080	0.040	7,850.000	25.12
	attacco B lato ritto	2.000	1.000	0.157	0.030	7,850.000	73.95
	attacco B lato trave	2.000	1.000	0.157	0.030	7,850.000	73.95
	ganci	2.000	1.000	0.060	0.040	7,850.000	37.68
	attacco C	2.000	1.000	0.108	0.030	7,850.000	50.63
	fazzoletti 5%						17.46
							366.626
Accessori trave	Tubi per passaggio impianti d=100/2	1.000	12.400			4.910	60.88
	Tubi per passaggio impianti d=80/2	1.000	12.400			3.850	47.74
	Piatti /10	4.000	1.000	0.070	0.010	7,850.000	21.98
	Lastra fissaggio boa	1.000	1.000	0.400	0.004	7,850.000	12.56
	Lastra fissaggio antenna	1.000	1.000	0.400	0.004	7,850.000	12.56
							155.724
Sostegni a T	piastre per montanti a T	3.000	0.200	0.3300	0.025	7,850.000	38.86
	montanti a T	3.000	1.920	0.005		7,850.000	226.08
	parapetto 2 fi50	2.000	0.800			2.370	3.79
							268.730
Lamiere forate	sp. 2mm acciaio foratura 50%	9.000	1.200	0.800	0.002	7,850.000	67.82
		1.000	1.400	0.800	0.002	7,850.000	8.79
		1.000	0.900	0.800	0.002	7,850.000	5.65
		1.000	0.700	2.080	0.002	7,850.000	11.43
							93.698
TOTALE							14,590.723
Generico su 2 corsie+em	Saldature, bulloneria ecc. 1%						145.907
							Kg 14,736.630

Prolunga (struttura)	Tubo d=193,7/7 Inferiore	1.000	2.580			32.230	83.15
	Tubi d=193,7/7 Superiori	3.000	2.450			32.230	236.89
							320.04
	Tondi d=55	4.000	1.366			18.640	101.85
		2.000	1.270			18.640	47.35
		3.000	0.938			18.640	52.45
		1.000	0.820			18.640	15.28
							216.93
	piatti 150	3.000	0.938	0.152	0.015	7,850.000	50.36
	Calpestio	1.000	2.450	0.920	0.010	7,850.000	176.94
fazzoletti nodi parapetto	3.000	1.000	0.0400	0.010	7,850.000	9.42	
piastre per montanti a T	1.000	0.200	0.3300	0.015	7,850.000	7.77	
fazzoletti piastre per montanti a T	3.000	1.000	0.0080	0.010	7,850.000	1.88	
							783.356
Prolunga (accessori)	Tubi per passaggio impianti d=100/2	1.000	2.430			4.910	11.93
	Tubi per passaggio impianti d=80/2	1.000	2.430			3.850	9.36
	Piatti /10	3.000	1.000	0.070	0.010	7,850.000	16.49
	Lastra fissaggio boa	1.000	1.000	0.400	0.004	7,850.000	12.56
	Lastra fissaggio antenna	1.000	1.000	0.400	0.004	7,850.000	12.56
							62.892
Prolunga (lamiere forate)	acciaio foratura 50%	1.000	1.200	0.800	0.002	7,850.000	7.54
		1.000	1.100	0.800	0.002	7,850.000	6.91
		3.000	1.020	2.080	0.002	7,850.000	49.96
							64.408
							910.655
Generico su prolunga	Saldature, bulloneria ecc. 2%						18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213
							928.868
							910.655
							18.213

CARICHI PERMANENTI

Nel calcolo si è tenuto conto, con accurate analisi, di tutti i pesi propri degli elementi strutturali, degli elementi secondari (grigliati, parapetti ecc.) e degli elementi portati, costituiti dai pannelli di segnalazione.

Per questi ultimi sono stati adottati i seguenti pesi e superfici investite dalla pressione del vento (vedi cap.1.3) :

pannello alfanumerico:

dimensioni: 8,60m lunghezza x 2,00m altezza;

peso (da ripartire su due montanti): 15,00 KN;

doppio pittogramma:

dimensioni: 3,00m lunghezza x 2,0m altezza;

peso (da ripartire su due montanti): 6,00 KN;

Altri carichi permanenti presi in esame sono stati:

Pannelli grigliati di protezione = 40 daN/m

Scala = 50 daN/m

CARICHI ACCIDENTALI

Per la valutazione delle sollecitazioni prodotte sugli elementi nella condizione di esercizio si è previsto, al di sopra della zona accessibile costituita dalla lamiera strutturale da 10 mm un carico variabile pari a 100 daN/m².

Tale carico risulta rappresentativo della condizione reale presente sulla trave durante le operazioni di manutenzione (vedi cap.1.3).

AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è stata considerata in relazione alle richieste della Committenza che prevede l'installazione del manufatto in zone in cui la pressione esercitata sulla struttura è riconducibile ad un carico statico non superiore a $1,75 \text{ KN/m}^2$. L'area su cui è applicata la pressione, oltre alle superfici della struttura in prospetto rispetto alle direzioni principali, è quella dei pannelli (8,50mx2,0m e 3,0mx2,0m) e dei grigliati di protezione applicata ai montanti di sostegno.

Tale azione corrisponde a quella prevista dalle Norme per siti aventi differenti posizioni nel territorio nazionale e differenti quote sul livello del mare (vedi cap.1.3).

Nella tabella riportata di seguito sono riassunti i parametri adottati per la valutazione della pressione equivalente del vento in conformità con DM 14/1/08, distinti per zone geografiche e quote sul livello del mare.

zona	vref	a0	ka	as	vref	alfa	vr	cat.	ct	kr	z0	zmin	z	alfa (z)	alfa(zmin)	vm	cev	vp	ro	q(z)	q (kN/mq)
1	25	1000	0.01	1680	31.8	1.12	35.68	2	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	34.0	1.47	52.6	1.25	1729	1.73
2	25	750	0.015	1200	31.75	1.12	35.62	2	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	33.9	1.47	52.5	1.25	1723	1.72
3	27	500	0.02	740	31.8	1.12	35.68	2	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	34.0	1.47	52.6	1.25	1729	1.73
7	28	1000	0.015	1250	31.75	1.12	35.62	2	1	0.19	0.05	4	7.5	5.01	4.38	33.9	1.47	52.5	1.25	1723	1.72

Per il coefficiente di forma, in relazione a quanto richiesto dalla normativa, viene adottato il valore 1.4 per tutte le superfici direttamente investite che risultino "cieche" al passaggio del vento (pannelli) mentre per tutti i tubolari, che consentono un agevole passaggio del flusso dinamico, è stato adottato un coefficiente di forma pari a 0.8, in relazione a quanto indicato nella CNR 10012/85.

Per le superfici costituite da pannelli di rete viene ridotta l'azione del vento nella misura del 50% rispetto a quella che si avrebbe su superfici cieche.

L'azione del vento radente (convenzionalmente assunta pari al 4% di quella con inclinazione ortogonale alla superficie investita) è stata trascurata essendo l'effetto eventualmente prodotto dalla stessa abbondantemente coperto dal coefficiente di sicurezza globale della struttura.

CARICO DA NEVE

Per uniformità di impiego del portale sul territorio nazionale, è stato adottato un carico di neve sull'impalcato pari a $3,00 \text{ KN/m}^2$.

Tale azione corrisponde a quella prevista dalle Norme per siti aventi differenti posizioni nel territorio nazionale e differenti quote sul livello del mare (vedi cap.1.3) e corrisponde ad un valore della neve al suolo pari a $q_{sk} = 3,30 \text{ kN/m}^2$.

Nella tabella riportata di seguito sono riassunti i parametri adottati per la valutazione della pressione equivalente della neve in conformità con DM 14/1/08, distinti per zone geografiche e quote sul livello del mare.

zona	as	qsk	alfa	q ref	ce	ct	forma	qs
	m	KN/mq						KN/mq
1	760	3.34	1.12	3.74	1	1	0.8	2.99
2	840	3.35	1.12	3.75	1	1	0.8	3.00
3	910	3.32	1.12	3.72	1	1	0.8	2.97

I valori di pressione assunti corrispondono al carico di 1,5m di neve compatta, ovvero 3m di neve fresca su tutto l'impalcato.

AZIONE SISMICA

Ai fini della verifica della struttura si è adottata un'azione sismica determinata in via generica e non riferita ad alcun sito specifico onde successivamente dimostrare che, per ciascun sito di installazione, lo spettro sismico puntuale risulta inferiore a quello adottato nel calcolo.

In particolare è stata adottata la nuova zonizzazione del territorio nazionale ed è stata scelta, al fine di rendere indipendente l'installazione del PMV dalla zona, un'accelerazione al suolo pari a 0.28g.

Lo stato limite considerato tra gli stati limite ultimi è il SLV.

L'ubicazione della struttura fa rientrare l'opera in classe T1 (trattandosi di opere da realizzare ai margini della piattaforma autostradale)

L'azione sismica è stata determinata attraverso un'analisi dinamica agli spettri di risposta utilizzando lo spettro relativo allo stato limite ultimo ottenuto tenuto conto del fattore di struttura q.

Si è assunto, a vantaggio di sicurezza, per definire lo spettro di progetto "generalizzato" quanto di seguito riportato:

Categoria del suolo di fondazione = D

$a_g = 0.28g$

Gli spettri normalizzati adottati, relativi alla componente orizzontale ed alla componente verticale dell'accelerazione, risultano i seguenti:

COMPONENTE ORIZZONTALE – SPETTRO ELASTICO

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto è ottenuto sostituendo il paramentro η con il rapporto $1/q$, essendo q il coefficiente di duttilità della struttura funzione della tipologia strutturale.

COMPONENTE VERTICALE

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

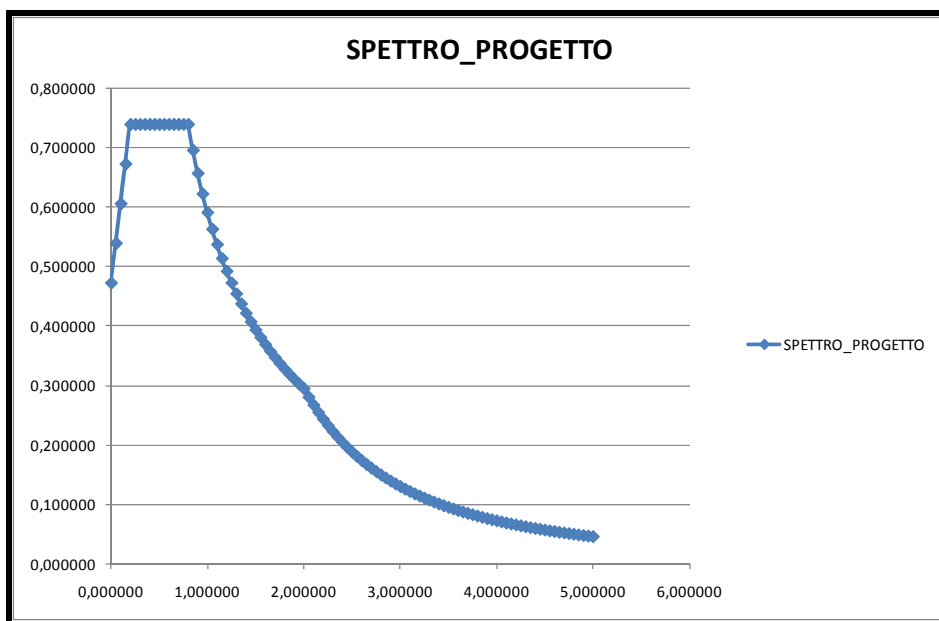
$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto è ottenuto sostituendo il paramentro η con il rapporto $1/q$, essendo q il coefficiente di duttilità della struttura verticale assunto in assenza di analisi giustificative pari ad 1.5 per qualsiasi tipologia.

Per la valutazione del coefficiente di struttura q orizzontale si adottano i seguenti criteri:

1. La struttura presenta un comportamento strutturale dissipativo concentrato nei nodi di collegamento tra colonna e fondazione.
2. In tali zone si tiene conto di un *fattore di sovraresistenza pari a* $\gamma_{ov} = 1,10$.
3. La tipologia strutturale è classificata come struttura a mensola o pendolo invertito in classe di duttilità bassa.
4. Si assume $q_0 = 2$; $K_R = 0,8$; $K_D = 1$ (sezioni duttili: $s \geq 1,2$ nelle parti compresse);
Si ha: $q = 1,6$.

Si ottiene pertanto per i parametri indicati il valore spettrale di progetto che trova riscontro negli allegati tabulati di calcolo riferiti all'analisi numerica.

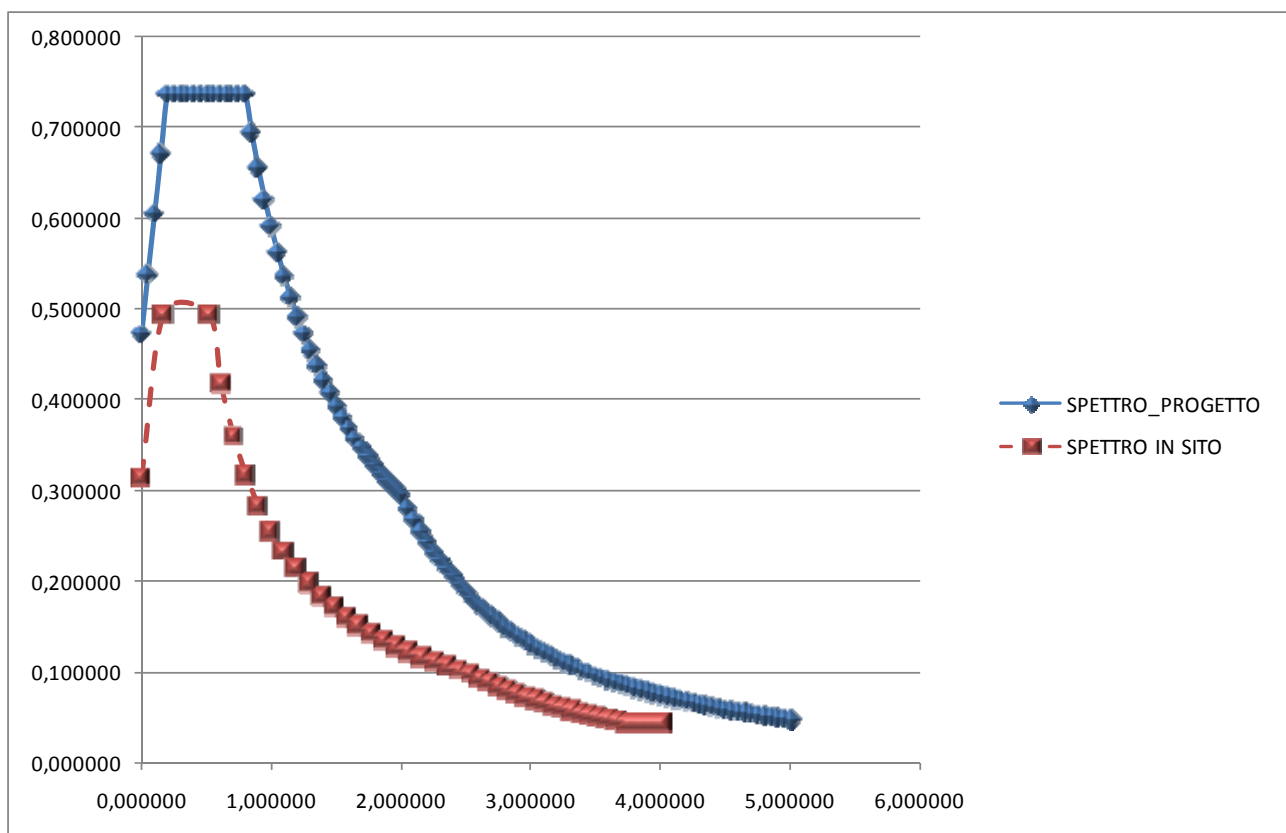


Il massimo dell'accelerazione spettrale di progetto è pari a **0.7382 g**.

AZIONE SISMICA SUL SITO DI INSTALLAZIONE

Al fine di applicare quanto evidenziato in premessa è necessario, per ciascuna installazione, confrontare l'azione utilizzata in progetto con quella puntuale del sito determinando l'azione spettrale relativa.

La compatibilità della struttura riferita alla singola installazione pertanto dovrà essere motivata, in ragione del valore dell'azione sismica locale, attraverso una integrazione alla presente relazione di calcolo nella quale venga posto in essere il confronto tra la forma spettrale di progetto (blu) e la forma spettrale risultante dalla pericolosità sismica in sito (red) dipendente dalle coordinate geografiche, topografia e terreno per lo stato limite di progetto (SLV) su periodo di ritorno fissato ($V_R \geq 100$ anni – opera strategica).



ALTRE AZIONI

- Temperatura: Per via della sostanziale isostaticità della struttura si può trascurare l'effetto della temperatura.
- Urti: Per tutte le strutture è prevista la protezione nei confronti di urti causati da mezzi in svio in autostrada mediante apposite barriere di sicurezza che sono a tutti gli effetti parte della progettazione anche se installate tramite diverso appalto. La struttura dunque non è soggetta a tale tipo di azioni.
- Incendio: Per la sua costituzione e destinazione d'uso la struttura non è suscettibile di incendio.
- Fulmini: La struttura non è destinata ad accogliere persone se non in occasione degli interventi di manutenzione. La struttura è in acciaio zincato, con impianto di messa a terra ottenuto mediante un sistema di dispersori realizzato con paline infisse e conduttori in rame.

La struttura che si vuole proteggere coincide con una intera costruzione a sé stante, fisicamente separata da altre costruzioni.

La struttura nel suo complesso è contenuta entro un parallelepipedo di dimensioni:

L = 16,50m;

W = 1,50m;

H = 9,00m;

Norme tecniche di riferimento

- CEI 81-1 : "Protezione delle strutture contro i fulmini"
Novembre 1995;
- CEI 81-1 : "Protezione delle strutture contro i fulmini"
Variante. Dicembre 1996;
- CEI 81-2 : "Guida alla verifica degli impianti di protezione contro i fulmini"
Gennaio 1994;
- CEI 81-3 : "Valori medi del numero dei fulmini a terra per anno e per
chilometro quadrato dei Comuni d'Italia, in ordine alfabetico.
Elenco dei Comuni."
Novembre 1994;
- CEI 81-4: "Valutazione del rischio dovuto al fulmine".
Dicembre 1996;

NOTA: Per la scelta delle misure di protezione è stata seguita la procedura semplificata indicata nell'appendice G della Norma CEI 81-1, anziché il metodo della valutazione del rischio indicato nella Norma CEI 81-4. Infatti:

Motivi di questa scelta sono:

- la struttura è una struttura metallica all'aperto
- le caratteristiche e le dimensioni della struttura ne fanno prevedere l'autoprotezione.

La componente di rischio è legata al pericolo di sovratensioni sugli impianti interni generate dalla corrente di fulmine (tipo D).

Nella struttura non sono presenti materiali costruttivi combustibili e la struttura è di materiale incombustibile.

Con riferimento all'art. F2 della Norma CEI 81-1, la struttura è pertanto classificabile come struttura con rischio d'incendio nullo.

Il tipo di rischio, in relazione al danno conseguente all'evento di scarica atmosferica è di livello 4 (perdita economica per sovratensioni).

Vista la diffusione su tutto il territorio nazionale, si assume la massima densità annua di fulmini a terra per kilometro quadrato riscontrabile ai sensi della Norma CEI 81-3 :

$$N_t = 4 \text{ fulmini/km}^2 \text{ anno}$$

La struttura è isolata (non esistono strutture entro 3Ha); il suo coefficiente ambientale vale pertanto:

$$C = 1$$

Il suolo a meno di 5 m dalla struttura ha resistività superf. >50 kohm m (asfalto)

Non sono presenti linee esterne che alimentano la struttura.

L'area di raccolta A dei fulmini diretti sulla struttura, supposta isolata ed in pianura, è stata valutata graficamente secondo il metodo indicato nella Norma CEI 81-1, art G3.1, ed è pari a:

$$A = (16,5 \times 1,5) + 6 \times 9 \times (16,50 \times 1,5) + 9\pi \times 9^2 \cong 3286 \text{ m}^2$$

La frequenza di fulminazione diretta della struttura è stata valutata come indicato dalla Norma CEI 81-1, art. G 3.1 e vale:

$$N_d = N_t \times C \times A \text{ (in kmq)} = 0,01314 \text{ fulmini/anno}$$

Poichè il suolo circostante la struttura entro una distanza di 5 metri da essa ha un resistività superficiale specifica non inferiore a 5 K ohm m, essendo $N_a = 1$ con strutture tipo c e $N_a = 5$ con strutture tipo D, si $N_d < N_a$, ai sensi dell'art.G3.5 della Norma CEI 81-1.

LA STRUTTURA E' AUTOPROTETTA CONTRO LE FULMINAZIONI.

2 CALCOLI E VERIFICHE

2.1 PREMESSA

I calcoli sono stati svolti con l'ausilio di un programma di calcolo agli elementi finiti (software di calcolo Lusas 13.6-3 - FeA) attraverso un modello tridimensionale ad elementi finiti nel quale è stata inserita la geometria ed i carichi di progetto.

Con riferimento al DM 14/1/08 punto 4.2.3.3 i calcoli sono stati eseguiti con il metodo elastico ai fini dell'analisi globale e della valutazione della capacità resistente delle sezioni. Per l'amplificazione dei permanenti si stabilisce comunque di utilizzare il coefficiente 1,4 sebbene la nuova norma prescriva il valore minimo di 1,3.

Coefficienti per la verifica agli stati limite ultimi (equilibrio, collasso e fatica):

carichi permanenti: $\gamma_G = 1,4$;

carichi variabili di breve durata – neve, vento, carichi di esercizio - (azione base); $\gamma_Q = 1,5$;

carichi variabili di breve durata (azione concomitante); $\gamma_{Qi} = 1,5 \times 0,6 = 0,9$;

fattore di importanza per azioni sismiche $\gamma_i = 1,0$;

Definite le azioni con i seguenti simboli: G_k = azione permanente caratteristica (peso proprio struttura + pannelli); Q_k = carico personale di manutenzione; V_k = azione vento caratteristica (direzione +/-X e +/-Z); N_k = azione neve caratteristica; E_k azione sismica caratteristica (direzione +/-X +/-Y e +/-Z, combinata come da NTC 2008, ovvero considerando concomitanti il 100% dell'azione in una direzione ed il 30% dell'azione nelle altre due direzioni, con rotazione degli indici).

Si stabilisce di considerare i seguenti tipi di combinazioni per gli stati limite ultimi di equilibrio e collasso, ammettendo la concomitanza del massimo carico di vento e del massimo carico di neve:

$$A) F_{d1} = 1,4 \times G_k + 1,5 \times V_k + 1,5 \times N_k + 0,9 \times Q_k ;$$

$$B) F_{d2} = 1,0 \times G_k + 1,0 \times E_k + 1,0 \times N_k + 1,0 \times Q_k ;$$

Si assume inoltre la presenza del sovraccarico variabile e della neve contemporaneamente all'effetto sismico.

Le azioni del vento e del sisma vengono considerate dirette lungo gli assi principali nei due versi positivo e negativo, in particolare nel modello si ha:

combinazione 9 (tipo A, vento X positivo): $F_{d1} = 1,4 \times G_k + 1,5 \times V(x+)_k + 1,5 \times N_k + 0,9 \times Q_k$;
combinazione 10 (tipo A, vento X negativo): $F_{d1} = 1,4 \times G_k + 1,5 \times V(x-)_k + 1,5 \times N_k + 0,9 \times Q_k$;
combinazione 11 (tipo A, vento Z negativo): $F_{d1} = 1,4 \times G_k + 1,5 \times V(z-)_k + 1,5 \times N_k + 0,9 \times Q_k$;
combinazione 12 (tipo A, vento Z positivo): $F_{d1} = 1,4 \times G_k + 1,5 \times V(z+)_k + 1,5 \times N_k + 0,9 \times Q_k$;
combinazione 13 (tipo B, sisma X massimi): $F_{d2max} = 1,0 \times G_k + 1,0 \times E(x_{env})_k + 1,0 \times N_k + 1,0 \times Q_k$;
combinazione 14 (tipo B, sisma X minimi): $F_{d2min} = 1,0 \times G_k + 1,0 \times E(x_{env})_k + 1,0 \times N_k + 1,0 \times Q_k$;
combinazione 15 (tipo B, sisma Y massimi): $F_{d2max} = 1,0 \times G_k + 1,0 \times E(y_{env})_k + 1,0 \times N_k + 1,0 \times Q_k$;
combinazione 16 (tipo B, sisma Y minimi): $F_{d2min} = 1,0 \times G_k + 1,0 \times E(y_{env})_k + 1,0 \times N_k + 1,0 \times Q_k$;
combinazione 17 (tipo B, sisma Z massimi): $F_{d2max} = 1,0 \times G_k + 1,0 \times E(z_{env})_k + 1,0 \times N_k + 1,0 \times Q_k$;
combinazione 18 (tipo B, sisma Z minimi): $F_{d2min} = 1,0 \times G_k + 1,0 \times E(z_{env})_k + 1,0 \times N_k + 1,0 \times Q_k$;

2.2 MODELLO DI CALCOLO

Per la simulazione degli elementi trave sono stati adottati elementi a tre nodi (dei quali 1 non appartenente all'elemento e necessario alla sola definizione del sistema di riferimento locale dell'asta) con ordine di interpolazione nodi-punti di Gauss lineare tipo thick-beam mentre per gli elementi rappresentativi delle piastre di rinforzo sono stati utilizzati elementi a quattro nodi con ordine di interpolazione nodi-punti di Gauss lineare tipo non-linear shell.

Tutte le giunzioni e sovrapposizioni tra i vari elementi sono di tipo incastro (nodi coincidenti) stante la necessità di conferire alla struttura la maggior rigidità possibile; saranno adottate pertanto in fase di realizzazione saldature a completa penetrazione e ripristino per tutte le parti saldate mentre si adotteranno giunzioni bullonate "a flangia" per tutti i componenti assemblati in opera al fine di consentire la trasmissione delle sollecitazioni flettenti nel collegamento.

La struttura è stata incastrata alla base con vincoli puntuali in corrispondenza degli scatolari presenti nella colonna, simulando l'effetto che il collegamento degli stessi attraverso la piastra di base esercita sulla restante parte della colonna.

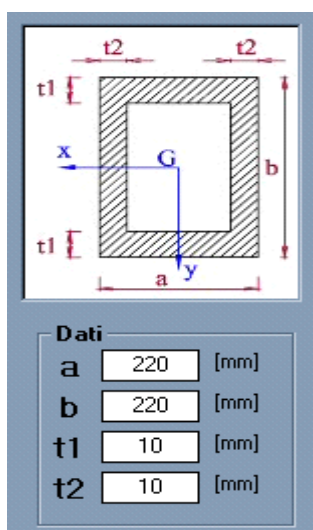
Si riportano in appendice i files di input in formato sintetico (*.dat) dei due modelli di calcolo impiegati, pmv07-ok.mdl e pmv-07_sisma.mdl, rispettivamente per le condizioni di carico statiche e quelle dinamiche (sismiche). Da tali modelli è possibile ottenere tutti gli output impiegati nel seguito per le verifiche.

Proprietà degli elementi

I vari elementi che costituiscono il manufatto presentano sezioni diverse ottimizzate per garantire la migliore efficienza in funzione del comportamento globale della struttura.

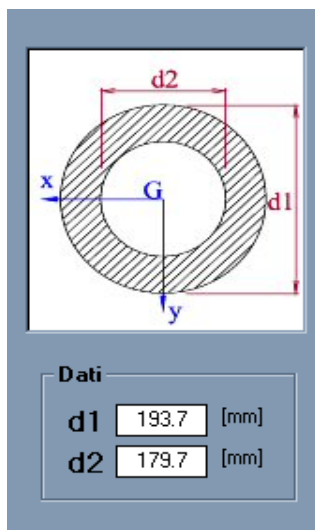
Le sezioni correnti sono riportate di seguito indicando i parametri adottati per la simulazione nel modello tridimensionale proposto.

Elemento 220x220/10:



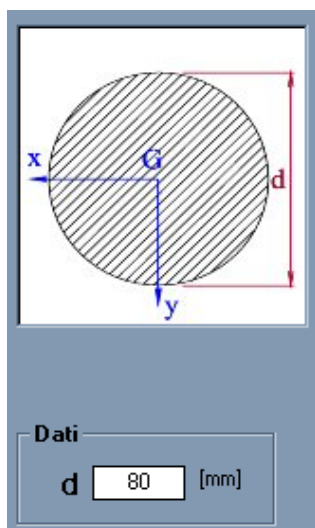
Area	A	7.97E-03 m ²
Inerzia xx	Ixx	6.19E-05 m ⁴
Inerzia yy	Iyy	6.19E-05 m ⁴
Inerzia torsionale	J	9.51E-05 m ⁴
Area di Taglio z	Asz	4.40E-03 m ²
Area di taglio y	Asy	4.40E-03 m ²
Eccentricità	ez	0 m

Elemento D_193.7/7:



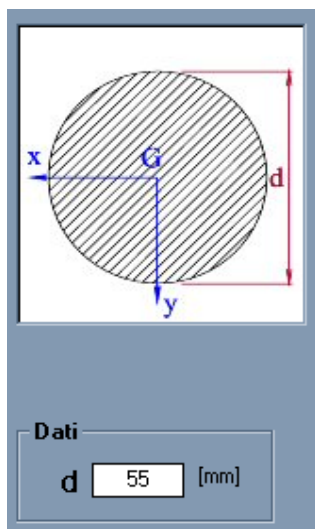
Area	A	4.11E-03 m ²
Inerzia xx	Ixx	1.79E-05 m ⁴
Inerzia yy	Iyy	1.79E-05 m ⁴
Inerzia torsionale	J	3.58E-05 m ⁴
Area di Taglio z	Asz	2.05E-03 m ²
Area di taglio y	Asy	2.05E-03 m ²
Eccentricità	ez	0 m

Elemento D_80 (pieno):



Area	A	5.03E-03 m ²
Inerzia xx	Ixx	2.01E-06 m ⁴
Inerzia yy	Iyy	2.01E-06 m ⁴
Inerzia torsionale	J	4.02E-06 m ⁴
Area di Taglio z	Asz	4.52E-03 m ²
Area di taglio y	Asy	4.52E-03 m ²
Eccentricità	ez	0 m

Elemento D_55 (pieno):



Area	A	2.38E-03 m ²
Inerzia xx	Ixx	4.49E-07 m ⁴
Inerzia yy	Iyy	4.49E-07 m ⁴
Inerzia torsionale	J	8.98E-07 m ⁴
Area di Taglio z	Asz	2.14E-03 m ²
Area di taglio y	Asy	2.14E-03 m ²
Eccentricità	ez	0 m

Per quanto concerne gli irrigidimenti della colonna realizzati con piastre saldate (comprehensive dei relativi “tappi” di chiusura superiori ed inferiori) ed il piano pedonabile della trave, gli stessi sono stati inseriti indicando lo spessore (costante per tutti gli elementi) pari a 10 mm adottato nelle analisi sulla base del quale il programma ha dedotto i conseguenti parametri di rigidezza.

Carichi

Le azioni descritte nel relativo capitolo sono state applicate al modello mediante azioni concentrate o carichi distribuiti. L'azione sismica sul portale viene studiata per mezzo dell'analisi spettrale proposta dalle NTC 2008 e successive modifiche ed integrazioni.

In tal senso è stata eseguita l'analisi dinamica che consente la valutazione dei periodi propri di vibrazione della struttura ai quali è stato applicato lo spettro di risposta previsto per lo stato limite ultimo con PGA di prima categoria sismica. Il programma calcola la matrice dinamica, ottenuta come combinazione lineare della matrice di rigidezza e della matrice delle masse ($D = K - 1M$), che è la rappresentazione in un sistema di riferimento fissato della distribuzione di masse e rigidezze di una struttura tridimensionale; la ricerca degli autovalori ed autovettori della matrice determina (di tipo reale, pertanto ci si riferisce a forme sincrone di movimento) i periodi propri di vibrazione delle masse strutturali ed i relativi modi.

Si ricorda che autovalori distinti della matrice danno luogo ad autovettori tra loro indipendenti, in grado di costituire una base per tutti i possibili moti prodotti dalle forze d'inerzia agenti sui vari elementi.

Nel caso in esame, oltre alle masse distribuite presenti rappresentate dai singoli elementi metallici, sono stati introdotti degli elementi aggiuntivi privi di rigidezza atti a simulare la massa dei pannelli di segnalazione che, per semplicità, è stata applicata in corrispondenza degli elementi del tubolare D_193.7 sul quale i predetti pannelli risultano poggiati.

E' stata altresì trascurata la dissipazione ottenuta per comportamento viscoso della struttura, a vantaggio di sicurezza, mentre convenzionalmente la stessa è stata fissata pari al 5%, che rappresenta la minima dissipazione che può essere ottenuta dai meccanismi di qualsivoglia elemento sottoposto ad azione dinamica.

Tale considerazione sovrastima le sollecitazioni indotte dall'evento sismico.

In tale situazione sono stati dedotti gli autovalori ottenuti dai primi 20 modi di vibrazione che risultano sostanzialmente in grado di eccitare l'intera massa strutturale.

Successivamente sono stati definiti, per punti, gli spettri di risposta secondo quanto previsto dalla norma impiegata fino ai primi 5 secondi di periodo proprio:

Lo spettro di progetto è stato applicato ai singoli modi di vibrazione della struttura dando luogo alle sollecitazioni di progetto nei confronti delle quali è stata effettuata una verifica elastica.

Le sollecitazioni prodotte dai singoli modi di vibrazione ai quali è stato applicato lo spettro anzi definito sono state successivamente combinate con il metodo SRSS (radice della somma quadratica), dando luogo alle sollecitazioni sismiche lungo X, Y, Z che successivamente sono state introdotte nelle singole combinazioni di carico.

Le combinazioni sismiche, in ottemperanza con le indicazioni delle NTC 2008 e successive modifiche ed integrazioni sono state introdotte sommando l'azione in direzione i con quelle in direzione j e k ridotte del coefficiente 0.3, dando luogo alle sollecitazioni di progetto.

Nel modello tridimensionale la massa eccitata agisce lungo le tre direzioni mutuamente ortogonali relative al sistema di riferimento globale della struttura ed i nodi relativi agli elementi introdotti sono opportunamente "fusi" per dare luogo ad una coincidenza perfetta tra gli elementi.

I periodi propri così determinati tengono conto della reale distribuzione di massa dell'intero elemento.

Nell'analisi modale sono stati trascurati gli elementi accessori e gli impianti tecnologici.

2.3 VERIFICA DEI PROFILI

L'analisi, condotta come già precisato, con metodo elastico, è applicata su una struttura di classe 1, con esplicita linearità tra azioni e sollecitazioni. In particolare, in condizioni di stato limite ultimo convenzionale, si conduce una analisi elastica della sezione, in cui le verifiche di resistenza agli stati limite ultimi (DM 14/1/08 punto 4.2.3.2) si effettuano determinando gli stati tensionali nei materiali ed imponendo che in ogni caso non vengano superati i valori massimi delle resistenze di calcolo (f_{yd}). Per il confronto quindi si fa riferimento a una distribuzione lineare di deformazioni unitarie pari a quella di snervamento per le fibre estreme, condizione equivalente a quella di momento ultimo elastico della sezione.

La verifica dei profili riguarda, per ciascuna condizione di carico elencata, il valore massimo delle sollecitazioni agenti in corrispondenza di ciascun elemento sommate, a titolo cautelativo, in valore assoluto e combinate, nel caso di stati tensionali complessi con il criterio di Von Mises.

Questa scelta porta alla determinazione della tensione di stato limite, confrontata con quella di snervamento di calcolo per il materiale, comunque positiva, con l'indicazione in sede di verifica del segno della sollecitazione preponderante (asta tesa o compressa) con la conseguente scelta del tipo di calcolo da adottare.

Si isola pertanto il singolo elemento e si valuta la combinazione più gravosa tra quelle previste, per la quale l'elemento viene verificato.

Per gli elementi compressi infatti la verifica è condotta con il metodo "ω" che garantisce l'idoneità strutturale anche nei confronti di eventuali fenomeni di instabilità euleriana. Il metodo si applica riducendo il valore della tensione di confronto f_{yd} del fattore ω legato alla snellezza dell'asta.

Tutte le verifiche (fatta eccezione per quelle relative ai diagonali della trave) sono condotte con l'ipotesi ulteriormente cautelativa di lunghezza libera di inflessione pari alla distanza tra i controventi, tipica di uno schema incernierato. Detta lunghezza è in realtà inferiore in quanto determinata da uno schema incastrato, rappresentativo della reale situazione degli elementi.

VERIFICA TUBOLARI D. 193.7

Le sezioni maggiormente sollecitate risultano quelle di innesto del tubolare sullo scatolare della colonna (sezione di incastro della mensola).

La verifica viene condotta per i tubolari più sollecitati in funzione delle azioni più gravose determinate nelle sezioni in parola.

Si riporta una tabella riepilogativa delle sollecitazioni desunte dal modello di calcolo, con relative verifiche. Per ogni elemento e per ogni combinazione si calcola la sigma ideale, confrontata con quella di snervamento di progetto, tenuto conto degli effetti Euleriani nel caso di aste compresse, nell'ottica del metodo s.p.s.l. convenzionale. La geometria dell'elemento è quella indicata in testata. Per i confronti con f_d i valori delle tensioni sono in valore assoluto.

MANCORRENTE (elemento 2449)												
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm		curva a/Fe51	kg/cmq	kg	
41.07	184.97	184.97	20.535	20.535	1791.43	1791.43	120	18.17	1.01	62750	2577143	2940
metodo SPSSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)		sigma id (aste comp.)				
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2		Kg/cm2				
9	682.7	0.27	5.4	-0.6	-0.08	1969		1994		ok		
10	683.8	-0.25	5.5	-0.7	-0.09	1976		2001		ok		
11	727.6	7.44	6.5	-2.46	-2.83	2526		2565		ok		
12	645.6	-5.7	4.53	0.85	1.77	2125		2155		ok		
13	574.6	1.58	4.71	0.05	0.42	1739		1761		ok		
14	417.6	-1.96	3.18	-1.01	-0.55	1295		1309		ok		
15	642.3	2.03	5.24	0.23	0.52	1957		1983		ok		
16	349.9	-2.47	2.66	-1.2	-0.65	1129		1142		ok		
17	583.1	4.08	5.16	0.9	1	1919		1945		ok		
18	409.1	-4.45	2.74	-1.87	-1.1	1385		1401		ok		
CALPESTIO/retro (elemento 2888)												
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm		curva a/Fe51	kg/cmq	kg	
41.07	184.97	184.97	20.535	20.535	1791.43	1791.43	120	18.17	1.01	62750	2577143	2940
metodo SPSSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)		sigma id (aste comp.)				
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2		Kg/cm2				
9	-237	4.65	-16.8	16.1	23.2	1768				ok		
10	-238	4.63	-16.8	16.2	23.1	1769		1786		ok		
11	212	10.7	-12.4	10.2	45.9	1827		1842		ok		
12	-627	0.67	-20.6	21.2	3.08	2684		2728		ok		
13	-73.3	4.71	-10.5	10.1	21.4	1035		1039		ok		
14	-272	2.01	-13.8	13.3	12.2	1532		1548		ok		
15	-43.9	5.36	-9.7	9.5	24.4	964		967		ok		
16	-301	1.37	-14.8	14.01	9.3	1619		1637		ok		
17	102	6.22	-9.02	8.02	24.3	1106		1112		ok		
18	-427	0.5	-16.4	15.5	9.3	1965		1990		ok		
CALPESTIO/fronte (elemento 2896)												
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm		curva a/Fe51	kg/cmq	kg	
51.57	184.97	184.97	25.785	25.785	1791.43	1791.43	120	20.36	1.01	62750	3236018	2940
metodo SPSSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (tese)		sigma id (comp.)				
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2		Kg/cm2				
9	283.5	-1.87	-22.8	-20.6	-0.5	1889		1906		ok		
10	283.2	-1.83	-22.8	-20.6	-0.34	1886		1903		ok		
11	-238.9	4.88	-27.8	-27.1	27.4	2260		2277		ok		
12	735.6	-7.7	-18.9	-14.7	-25	2877		2924		ok		
13	332.6	0.18	-14.7	-12.9	3.75	1454		1468		ok		
14	79.1	-2.5	-18.4	-16.9	-4.41	1291		1296		ok		
15	370.1	0.12	-13.15	-11.6	4.64	1439		1455		ok		
16	41.7	-2.81	-19.9	-18.2	-5.3	1318		1320		ok		
17	559	1.8	-14.2	-11.5	10.2	1954		1980		ok		
18	-147.2	-4.5	-18.8	-18.39	-10.9	1558		1566		ok		
INFERIORE (elemento 2481)												
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm		curva a/Fe51	kg/cmq	kg	
161.07	184.97	184.97	80.535	80.535	1791.43	1791.43	120	35.98	1.01	62750	10107143	2940
metodo SPSSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (tese)		sigma id (comp.)				
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2		Kg/cm2				
9	-745.9	-3.54	35.6	-52.6	-1.6	2581.74		2602		ok		
10	-735.1	-3.54	35.6	-52.5	-1.57	2575.03		2595		ok		
11	-702.4	-0.89	34.9	-51.9	1.7	2373.79		2392		ok		
12	-763.1	-7.07	36.1	-52.9	-4.7	2810.39		2833		ok		
13	-395.6	1.67	29.4	-32.9	-0.34	1926.67		1936		ok		
14	-672.9	-3.48	22.3	-43.3	-1.98	1814.12		1828		ok		
15	-288.6	1.39	32.18	-28.8	-0.12	1995.04		2002		ok		
16	-779.9	-3.75	19.6	-47.5	-2.2	1749.83		1764		ok		
17	-346.9	1.67	30.4	-31.5	0.3	1950.37		1958		ok		
18	-721.5	-5.08	21.3	-44.8	-2.63	1876.89		1892		ok		

VERIFICA TONDI $\phi 55$

Le sezioni maggiormente sollecitate risultano quelle nel diagonale di collegamento mancorrente-calpestio presso la sezione di incastro della mensola.

La verifica viene condotta per i tondi più sollecitati in funzione delle azioni più gravose determinate nelle sezioni in esame.

Si riporta una tabella riepilogativa delle sollecitazioni desunte dal modello di calcolo, con relative verifiche. Per ogni elemento e per ogni combinazione si calcola la sigma ideale, confrontata con quella di snervamento di progetto, tenuto conto degli effetti Euleriani nel caso di aste compresse, nell'ottica del metodo s.p.s.l. convenzionale. La geometria dell'elemento è quella indicata in testata. Per i confronti con f_d i valori delle tensioni sono in valore assoluto.

DIAGONALE (elemento 2884)												
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm		curva a/Fe51	kg/cmq	kg	
23.7	32.7	32.7	11.9	11.9	44.9	44.9	110	80.00	1.57	3180	75513.08	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	-324.7	0.27	0.05	0.11	0.39	1465	2319	ok				
10	-321.6	0.27	0.05	0.11	0.39	1452	2297	ok				
11	-281.2	0.31	0.015	0.05	0.34	1284	2018	ok				
12	-358.8	0.24	0.08	0.16	0.5	1609	2559	ok				
13	-201.1	0.23	0.04	0.17	0.34	930	1442	ok				
14	-267.9	0.16	0.03	0.07	0.22	1186	1861	ok				
15	-176.8	0.26	0.04	0.1	0.38	836	1289	ok				
16	-292	0.13	0.029	0.06	0.19	1278	2010	ok				
17	-184.7	0.24	0.049	0.11	0.39	866	1338	ok				
18	-284.2	0.15	0.023	0.05	0.17	1250	1964	ok				

VERIFICA TONDI $\phi 80$

Le sezioni maggiormente sollecitate risultano quelle nella zona presso la sezione di incastro della mensola.

La verifica viene condotta per i tondi più sollecitati in funzione delle azioni più gravose determinate nelle sezioni in esame.

Si riporta una tabella riepilogativa delle sollecitazioni desunte dal modello di calcolo, con relative verifiche. Per ogni elemento e per ogni combinazione si calcola la sigma ideale, confrontata con quella di snervamento di progetto, tenuto conto degli effetti Euleriani nel caso di aste compresse, nell'ottica del metodo s.p.s.l. convenzionale. La geometria dell'elemento è quella indicata in testata. Per i confronti con f_d i valori delle tensioni sono in valore assoluto.

TRAVERSO attacco corr. Postiore												(elemento 2812)
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm		curva a/Fe510	kg/cmq	kg	
50.2	100.5	100.5	25.1	25.1	201.0	201.0	100	50.00	1.16	8130	408451	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	-302.5	0.72	1.3	7.29	4	807	919	ok				
10	-302.5	0.78	1.79	7.16	4.07	861	978	ok				
11	-223.9	6.95	2.23	8.87	20.7	1374	1498	ok				
12	-368.6	-4.5	1.46	5.86	-10.2	1331	1507	ok				
13	-191.2	2.25	1.65	6.54	7.67	775	854	ok				
14	-246.9	-1.14	0.98	3.95	1.82	704	796	ok				
15	-175.7	2.85	1.93	7.6	9.42	834	910	ok				
16	-262.5	-1.74	0.7	2.9	-3.57	767	867	ok				
17	-165.7	4.87	1.73	6.85	14.71	998	1078	ok				
18	-272.4	-3.76	0.9	3.64	-8.86	1010	1129	ok				

DIAGONALE.												(elemento 2824)
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm		curva a/Fe510	kg/cmq	kg	
50.2	100.5	100.5	25.1	25.1	201.0	201.0	100	50.00	1.16	8130	408451	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	-159.6	0.23	-0.1	0.57	0.45	351	403	ok				
10	-153.8	0.23	-0.09	0.55	0.48	338	388	ok				
11	-21.6	1.53	-0.19	0.46	2.55	215	223	ok				
12	-272.8	-0.91	0	0.64	-1.26	634	727	ok				
13	-58.2	0.55	-0.03	0.42	0.95	174	193	ok				
14	-169.8	-0.22	-0.1	0.39	-0.27	370	425	ok				
15	-33.4	0.68	-0.02	0.43	1.18	137	148	ok				
16	-194.6	-0.3	-0.11	0.38	-0.49	428	492	ok				
17	11.4	1.15	-0.01	0.5	1.9	139	143	ok				
18	-239.5	-0.81	-0.15	0.36	-1.21	572	655	ok				

VERIFICA TUBI SCATOLARI 220x220

Le sezioni maggiormente sollecitate risultano quelle al piede e quelle presso la sezione di incastro della mensola.

La verifica viene condotta per gli scatolari più sollecitati in funzione delle azioni più gravose determinate nelle sezioni in esame.

Si riporta una tabella riepilogativa delle sollecitazioni desunte dal modello di calcolo, con relative verifiche. Per ogni elemento e per ogni combinazione si calcola la sigma ideale, confrontata con quella di snervamento di progetto, tenuto conto degli effetti Euleriani nel caso di aste compresse, nell'ottica del metodo s.p.s.l. convenzionale. La geometria dell'elemento è quella indicata in testata. Per i confronti con f_d i valori delle tensioni sono in valore assoluto.

SCATOLARE POSTERIORE base												(elemento 3753)
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
79.7	515.5	515.5	39.9	39.9	9550.0	9550.0	100	9.14	1	203310	16205840	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	524.4	9.3	15.8	-43.5	-36.8	1197	1198	ok				
10	449.1	7.8	12.4	-33.1	-30.1	994	995	ok				
11	278.1	9.53	1.62	11.1	-14.9	576	577	ok				
12	679.3	6.86	25.1	-81.3	-46.5	1574	1576	ok				
13	445.4	7.4	14	-15.3	-15.7	983	984	ok				
14	263.8	4.6	6.5	-40.4	-31.9	630	631	ok				
15	503.8	8.6	15.5	-11.1	-12	1104	1106	ok				
16	205.4	3.5	5.03	-44.5	-35.6	548	548	ok				
17	506.2	7.8	19.2	4.6	-5.7	1160	1161	ok				
18	203	4.2	1.39	-60.3	-41.9	574	574	ok				

SCATOLARE ANTERIORE base												(elemento 93)
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
50.2	100.5	100.5	25.1	25.1	201.0	201.0	100	50.00	1.16	8130	408451	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	-834.1	0.1	10.3	-8.8	2.8	1249	1250	ok				
10	-711	-0.31	7.2	-3.9	4.8	1038	1039	ok				
11	-858	25.2	13	-13.9	-130.5	1923	1927	ok				
12	-701	-22.1	5.4	-0.86	120.1	1508	1510	ok				
13	-444	5.9	8.6	-2	35.3	854	855	ok				
14	-679	-6	4.3	-7.8	-29.8	1064	1065	ok				
15	-341	7.97	10.1	-0.3	46.4	804	805	ok				
16	-782	-8.1	2.7	-9.5	-40.9	1211	1212	ok				
17	-435	15.3	9.7	0.49	87.2	1099	1100	ok				
18	-688	-15.4	3.2	-10.3	-81.8	1288	1289	ok				

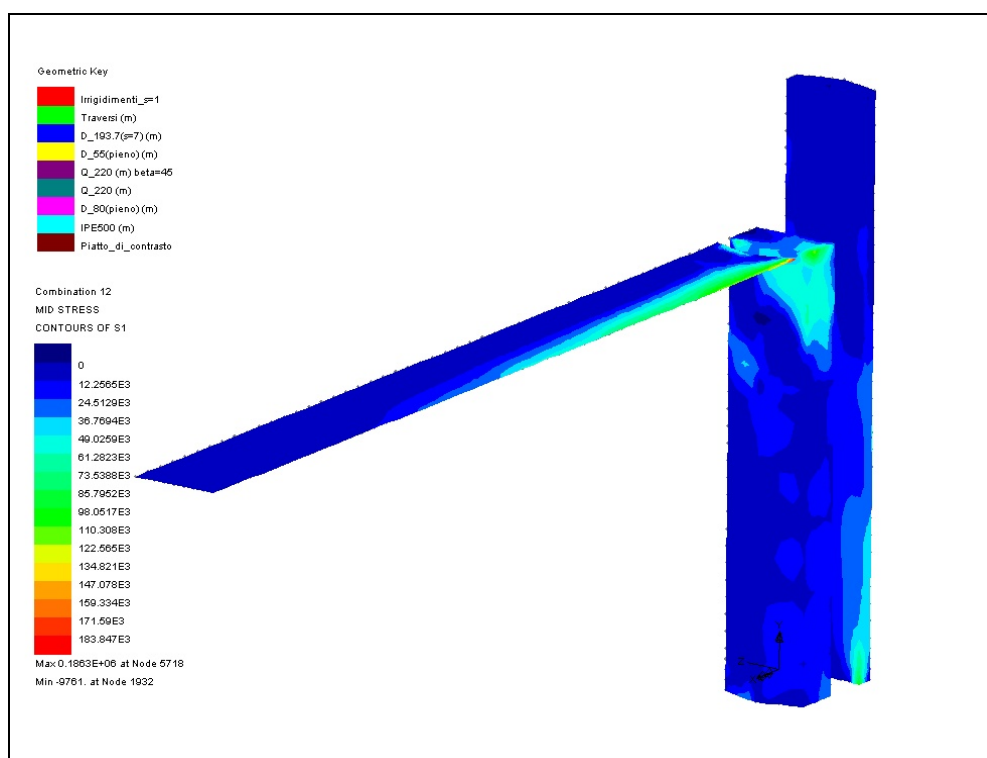
SCATOLARE ATTACCO MANC.												(elemento 2448)
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
50.2	100.5	100.5	25.1	25.1	201.0	201.0	100	50.00	1.16	8130	408451	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	174.07	9.08	27.9	63.5	-7.9	986	987	ok				
10	167.2	9.17	27.8	63.5	8.01	978	978	ok				
11	163.6	22.4	22.8	59	24.8	1142	1143	ok				
12	178.6	1.81	32.2	67.3	6	940	940	ok				
13	97.3	10.7	22.8	40	-0.9	792	793	ok				
14	150.5	2.5	17.6	52.1	10.6	640	640	ok				
15	-74.9	12.5	24.5	35.1	1.02	827	827	ok				
16	172.9	0.74	15.9	57.1	12.5	619	619	ok				
17	93.2	15.9	24.4	38.8	5.6	919	920	ok				
18	154.6	2.67	16.08	53.3	17.2	636	637	ok				

VERIFICA LAMIERA DI RINFORZO

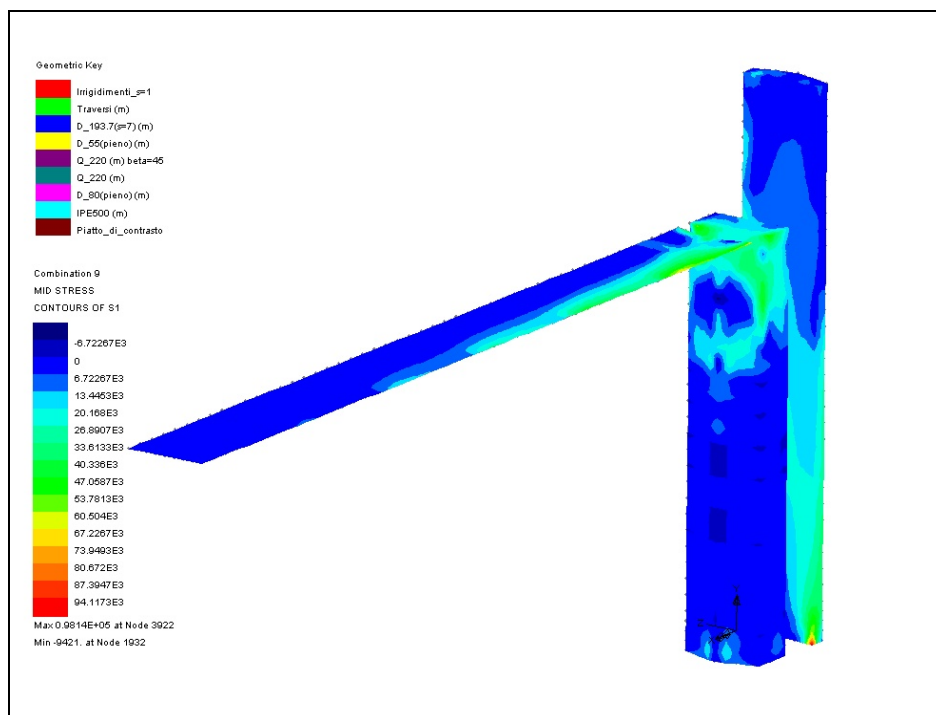
La lamiera di rinforzo, con spessore pari ad un centimetro, viene verificata valutando, in valore assoluto, il massimo delle tensioni principali σ_1 , σ_2 , σ_3 , per ciascuna condizione di carico.

Tale valutazione, effettuata sul piano medio della lamiera, viene fornita in automatico come output del programma di calcolo.

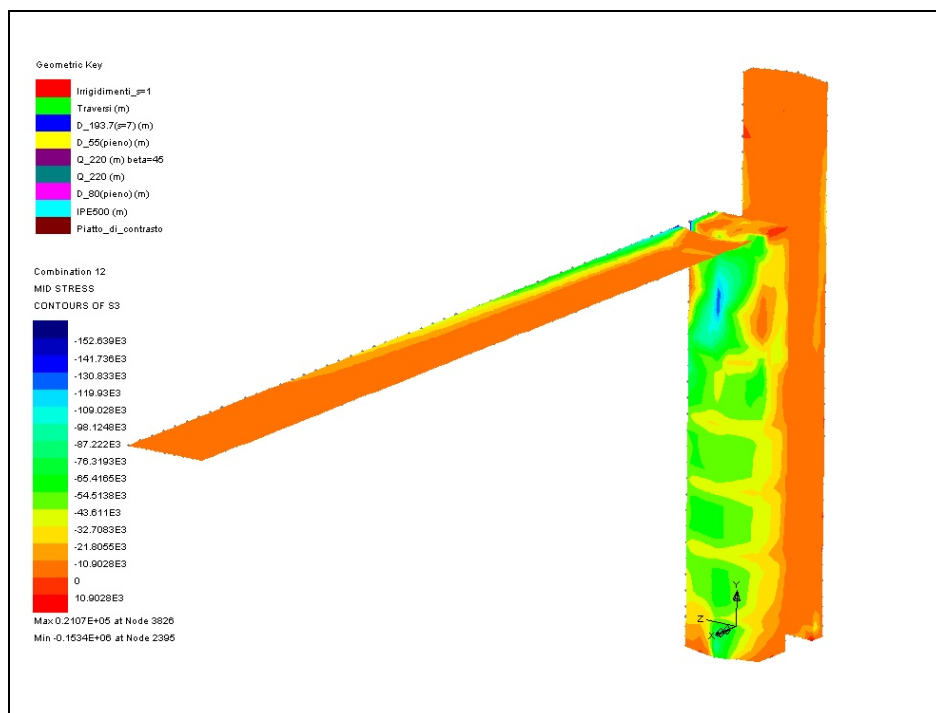
Si riportano di seguito i grafici delle condizioni tensionali più gravose.



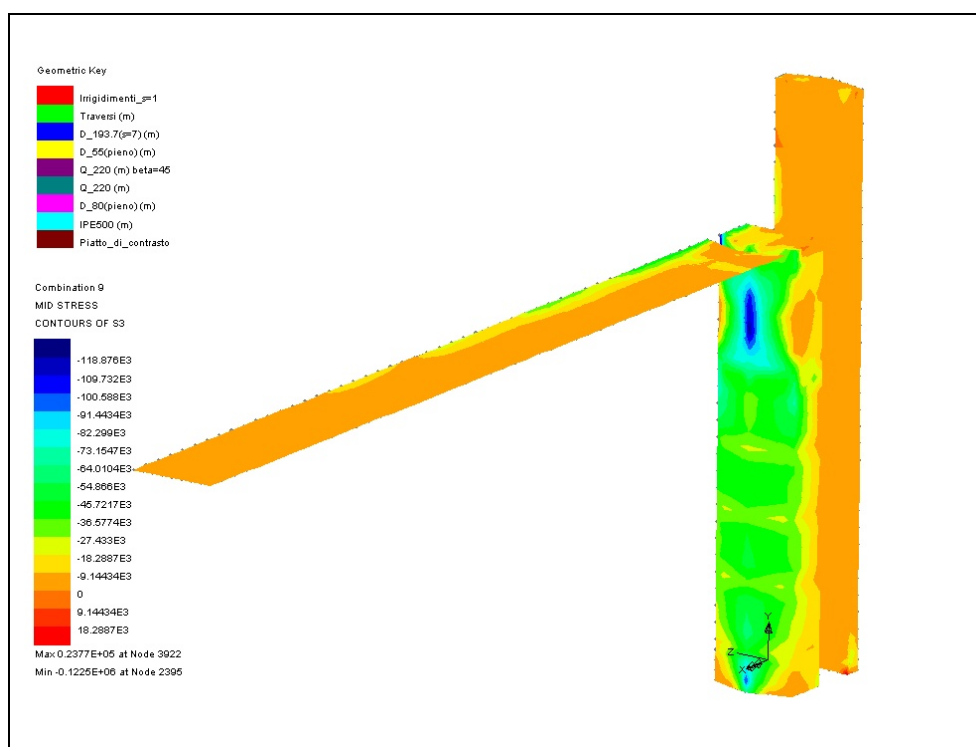
tensioni s1, piano medio, comb.12



tensioni s1, piano medio, comb.9



tensioni s3, piano medio, comb.12



tensioni s3, piano medio, comb.9

Le tensioni unitarie delle lastre applicate come irrigidimento risultano abbondantemente contenute all'interno di 190 MPa.

Eventuali problemi locali di stabilità sono garantiti dagli opportuni irrigidimenti inseriti all'interno della colonna, a passo di un modulo (1 metro) e dalla presenza delle saldature continue di classe 1 a completa penetrazione e ripristino.

2.4 VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

La verifica dei collegamenti, così come per i profili, prende in considerazione le sollecitazioni più gravose ottenute dalle combinazioni di carico in esame.

Sollecitazioni di innesto trave – colonna:

I nodi più sollecitati risultano quelli di connessione del tubolare D_197.3 , con le risultanti delle sollecitazioni impiegate per la verifica degli stessi tubolari. Si trascura a favore di sicurezza il contributo degli agganci per l'attacco rapido.

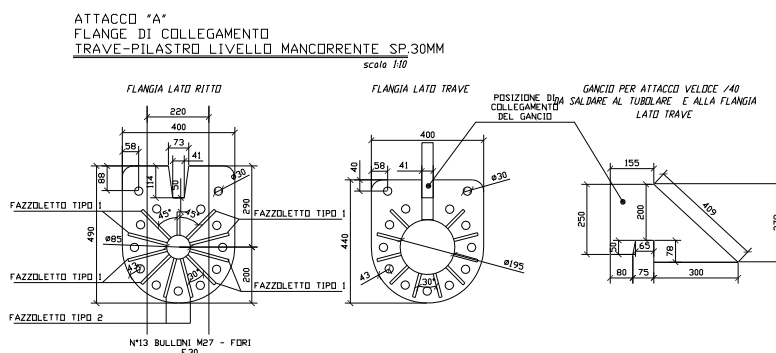
Verifica dei collegamenti

Il collegamento è del tipo a flangia, con i bulloni che vengono sollecitati a sforzo assiale e di taglio. I bulloni sono tutti di classe 10.9. Vista l'isostaticità della struttura, la giunzione è dimensionata in modo da avere un coefficiente di sicurezza sufficientemente ampio.

Le verifiche sono sinteticamente riportate nelle tabelle seguenti:

MANCORRENTE

La geometria della flangia di connessione risulta esposta in figura. La verifica del collegamento riguarda sia i bulloni presenti che le piastre costituenti la vera e propria flangia.



La connessione avviene attraverso n. 13 bulloni Ø27 tipo alta resistenza (classe 10.9) che collegano due piatti in acciaio dello spessore minimo pari a 30 mm.

Le caratteristiche inerziali e le verifiche per le combinazioni di carico considerate sono riportate nella tabella seguente. La combinazione di azioni assiali e di taglio è valutata considerando l'ellisse di resistenza definita con $V_{d,o}$ e $N_{d,o}$.

MANCORRENTE

(elemento 2449)

n° bulloni	diametro	Ares	baric. Z	baric. Y	Iz/A	Iy/A	ey	ez
			(da bullone inferiore)				(Yg-0,155m)	
	mm	cmq	m	m	m2	m2	m	m
13	27	4.58	0	0.1896	0.18857	0.19972	0.0346	0

bullone più sollecitato:

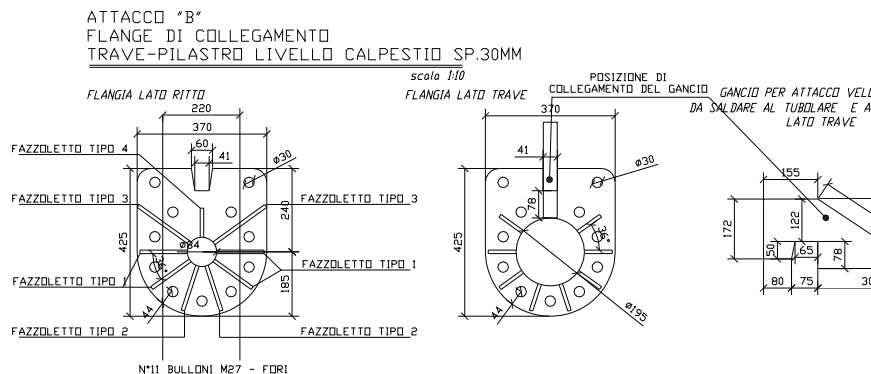
y	z	fkn	Nd,0	Td,0
m	m	N/mm ^q	KN	KN
0.1896	0.157	685	236	220

metodo SPST-ellisse di resistenza

	N	My	Mz	Vy	Vz	Nb	Tb	(Nb/N0)^2+(Tb/T0)^2
	KN	KNm	KNm	KN	KN	KN	KN	Kg/cm2
9	682.7	0.27	5.4	-0.6	-0.08	79.69	0.05	0.11423 ok
10	683.8	-0.25	5.5	-0.7	-0.09	79.40	0.05	0.113401 ok
11	727.6	7.44	6.5	-2.46	-2.83	92.34	0.29	0.153378 ok
12	645.6	-5.7	4.53	0.85	1.77	69.23	0.15	0.086201 ok
13	574.6	1.58	4.71	0.05	0.42	68.50	0.03	0.084385 ok
14	417.6	-1.96	3.18	-1.01	-0.55	46.63	0.09	0.039104 ok
15	642.3	2.03	5.24	0.23	0.52	76.80	0.04	0.106075 ok
16	349.9	-2.47	2.66	-1.2	-0.65	38.28	0.10	0.026355 ok
17	583.1	4.08	5.16	0.9	1	72.18	0.10	0.093699 ok
18	409.1	-4.45	2.74	-1.87	-1.1	42.96	0.17	0.033201 ok

CALPESTIO (retro)

La geometria della flangia di connessione risulta esposta in figura . La verifica del collegamento riguarda sia i bulloni presenti che le piastre costituenti la vera e propria flangia.



La connessione avviene attraverso n. 11 bulloni Ø27 tipo alta resistenza (classe 10.9) che collegano due piatti in acciaio dello spessore minimo pari a 30 mm.

Le caratteristiche inerziali e le verifiche per le combinazioni di carico considerate sono riportate nella tabella seguente. La combinazione di azioni assiali e di taglio è valutata considerando l'ellisse di resistenza definita con $V_{d,o}$ e $N_{d,o}$.

CALPESTIO/retro (elemento 2888)									
	n° bulloni	diametro	Ares	baric. Z	baric. Y	Iz/A	Iy/A	ey	ez
		mm	cmq	m	m	m2	m2	m	m
	11	27	4.58	0	0.1814	0.1308	0.1596	0.0384	0
				(da bullone inferiore)					
bullone più sollecitato:	y	z	fkn	Nd,0	Td,0				
	m	m	N/mmq	KN	KN				
	0.198	0.132	685	236	220				
	metodo SPSL-ellisse di resistenza								
	N	My	Mz	Vy	Vz	Nb	Tb	(Nb/N0)^2+(Tb/T0)^2	
	KN	KNm	KNm	KN	KN	KN	KN	Kg/cm2	
9	-237	4.65	-16.8	16.1	23.2	-35.59	2.17	0.022879 ok	
10	-238	4.63	-16.8	16.2	23.1	-35.72	2.17	0.023044 ok	
11	212	10.7	-12.4	10.2	45.9	23.11	3.62	0.009873 ok	
12	-627	0.67	-20.6	21.2	3.08	-85.34	1.65	0.131053 ok	
13	-73.3	4.71	-10.5	10.1	21.4	-12.32	1.82	0.002797 ok	
14	-272	2.01	-13.8	13.3	12.2	-39.44	1.39	0.028017 ok	
15	-43.9	5.36	-9.7	9.5	24.4	-7.81	2.01	0.00118 ok	
16	-301	1.37	-14.8	14.01	9.3	-44.06	1.29	0.034955 ok	
17	102	6.22	-9.02	8.02	24.3	9.59	1.97	0.001735 ok	
18	-427	0.5	-16.4	15.5	9.3	-60.05	1.39	0.064903 ok	

CALPESTIO (fronte)

La geometria della flangia di connessione risulta esposta nella figura precedente. La verifica del collegamento riguarda sia i bulloni presenti che le piastre costituenti la vera e propria flangia.

CALPESTIO/fronte		(elemento 2896)							
	n° bulloni	diametro	Ares	baric. Z	baric. Y	Iz/A	Iy/A	ey	ez
		mm	cmq	m	m	m2	m2	(Yg-0,155m)	m
	11	27	4.58	0	0.1814	0.1308	0.1596	0.0384	0
bullone più sollecitato:	y	z	fkN	Nd,0	Td,0				
	m	m	N/mm ^q	KN	KN				
	0.198	0.132	685	236	220				
metodo SPSL-ellisse di resistenza									
	N	My	Mz	Vy	Vz	Nb	Tb	(Nb/N0)^2+(Tb/T0)^2	
	KN	KNm	KNm	KN	KN	KN	KN	Kg/cm2	
9	283.5	-1.87	-22.8	-20.6	-0.5	10.36	1.59	0.001983	ok
10	283.2	-1.83	-22.8	-20.6	-0.34	10.37	1.58	0.001985	ok
11	-238.9	4.88	-27.8	-27.1	27.4	-44.74	2.96	0.036181	ok
12	735.6	-7.7	-18.9	-14.7	-25	57.70	2.23	0.059988	ok
13	332.6	0.18	-14.7	-12.9	3.75	24.44	1.03	0.010767	ok
14	79.1	-2.5	-18.4	-16.9	-4.41	-9.01	1.34	0.001498	ok
15	370.1	0.12	-13.15	-11.6	4.64	29.79	0.96	0.015983	ok
16	41.7	-2.81	-19.9	-18.2	-5.3	-14.66	1.46	0.003909	ok
17	559	1.8	-14.2	-11.5	10.2	51.25	1.18	0.047267	ok
18	-147.2	-4.5	-18.8	-18.39	-10.9	-36.08	1.64	0.023474	ok

INFERIORE								
(elemento 2481)								
n° bulloni	diámetro	Ares	baric. Z	baric. Y	Iz/A	Iy/A	ey	ez
(da bullone inferiore)								
	mm	cmq	m	m	m2	m2	m	m
10	27	4.58	0	0.141	0.0959	0.099	0	0
bullone più sollecitato:	y	z	fkn	Nd,0	Td,0			
	m	m	N/mmq	KN	KN			
	0.114	0.081	685	236	220			
metodo SPSP-ellisse di resistenza								
	N	My	Mz	Vy	Vz	Nb	Tb	(Nb/N0)^2+(Tb/T0)^2
	KN	KNm	KNm	KN	KN	KN	KN	Kg/cm2
9	-745.9	-3.54	35.6	-52.6	-1.6	-55.60	4.05	0.055939 ok
10	-735.1	-3.54	35.6	-52.5	-1.57	-54.41	4.04	0.053592 ok
11	-702.4	-0.89	34.9	-51.9	1.7	-48.89	3.99	0.043323 ok
12	-763.1	-7.07	36.1	-52.9	-4.7	-60.42	4.09	0.06601 ok
13	-395.6	1.67	29.4	-32.9	-0.34	-17.36	2.53	0.005555 ok
14	-672.9	-3.48	22.3	-43.3	-1.98	-58.60	3.33	0.061998 ok
15	-288.6	1.39	32.18	-28.8	-0.12	-3.57	2.22	0.000331 ok
16	-779.9	-3.75	19.6	-47.5	-2.2	-72.85	3.66	0.095737 ok
17	-346.9	1.67	30.4	-31.5	0.3	-11.18	2.42	0.002371 ok
18	-721.5	-5.08	21.3	-44.8	-2.63	-66.29	3.45	0.079281 ok

La verifica è in ogni condizione soddisfatta.

Verifica della flangia e delle nervature:

Le nervature irrigidenti sono verificate nella condizione più sfavorevole e, avendo geometria costante per tutti gli elementi, risultano idonee per tutti i giunti eseguiti.

La massima azione normale sul bullone è pari a 79.7 KN. Tenuto conto dell'interasse tra i fazzoletti di rinforzo all'attacco tubo-flangia (min = 0,05m, max = 0,11m), della distanza asse foro- tubolare (0,06m) e della massima distanza foro-fazzoletto (0,06m) si ha:

N = 79.7 KN;

conducendo le verifiche in modo convenzionale elastico allo SLU, si ha:

Fazzoletti di nervatura

La tensione media nella lamiera (in direzione della forza di trazione esplicata dal bullone) è pari a:

$$\sigma = N/A = 79.7/(0.01 \times 0.08) = 99.6 \text{ MPa}$$

il valore è ammissibile per il tipo di acciaio adottato, tanto in trazione quanto per taglio al contatto tubi-fazzoletti.

Verifica della piastra

Le sollecitazioni di verifica risultano:

T = 79,7 KN;

M = 4,78 KNm;

La valutazione delle tensioni indotte porta ai seguenti valori:

$$\sigma = M/W = 29 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3/2 T/A = 36,2 \text{ MPa}$$

in cui:

$$W = 0,11 \times 0,03^2 / 6 = 1,65 \text{ E-4 m}^3$$

$$A = 0,11 \times 0,03 = 0,0033 \text{ mq}$$

da cui

$$\sigma_{id} = 69,1 \text{ MPA}$$

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Verifica dei dispositivi di aggancio (transitorio, fase di montaggio)

Nel seguito si considerano le due ipotesi limite di struttura sostenuta solo tramite i tre ganci per l'attacco rapido e solo tramite IPE550 con spinotto Ø80 di sicura. In realtà i dispositivi di sicurezza si presentano sempre in concomitanza, con l'aggiunta di almeno 3 bulloni su ogni flangia.

Caso 1: struttura sostenuta solo tramite i 3 ganci collocati in corrispondenza del mancorrente e del piano di calpestio. Le sollecitazioni si ricavano dal modello in corrispondenza dei giunti con la sovrapposizione delle azioni permanenti; gli effetti del momento flettente sono trascurabili rispetto all'entità preponderante dell'effetto puntone-tirante.

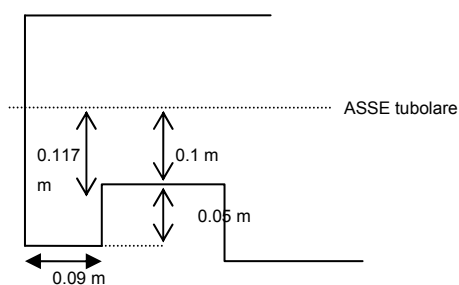
Tali ganci sono stati inseriti al fine di consentire l'innesto rapido della colonna sui relativi giunti e, una volta innestati, consentono lo scarico completo dell'apparecchio di sollevamento che porta in posizione la trave prima del serraggio dei bulloni di flangia M27.

Tale circostanza permette, inserito lo spinotto di tenuta Ø80 nel dispositivo IPE 550 contenuto nella trave, di raggiungere la condizione di sicurezza dell'innesto.

Le sollecitazioni di calcolo, dedotte dall'analisi condotta nella condizione di applicazione dei soli carichi permanenti, con un coefficiente di amplificazione pari a 1,5 risultano:

$$N = 410.88 \text{ KN}$$

$$T = 0.37 \text{ KN}$$



La geometria oggetto di verifica è quella in figura, in cui il “dente” è soggetto a presso – flessione. Lo spessore del gancio è pari a 40mm, mentre l'altezza di gola è pari a 0.2 metri.

$$N = 410.88kN$$

$$M = N \cdot e = 410.88 \cdot 0.117 = 48.07kN \cdot m$$

La corrispondente tensione sarà:

$$\sigma_f = \frac{N}{A} + \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6}} = \frac{410.88}{0.04 \cdot 0.2} + \frac{48.07}{\frac{0.04 \cdot 0.2^2}{6}} = 231.2MPa \leq f_{yd}$$

Nella sezione posteriore al dente (altezza pari a 0.09 metri) la verifica determina (distanza della risultante delle trazioni dalla sezione pari a 0.03 metri):

$$T = 410.88kN$$

$$M = T \cdot e = 410.88 \cdot 0.03 = 12.32kN \cdot m$$

da cui:

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6}} = 228.2MPa \leq f_{yd}$$

$$\tau_f = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{A} = 76.09MPa$$

La verifica combinata con la tensione tangenziale media ($\sigma_{id} = 263 MPa$) risulta compatibile con il valore di snervamento di progetto $f_{yd} = 285 MPa$.

Caso 2: struttura sostenuta solo tramite il dispositivo di sicurezza costituito dal profilato IPE550 e dal perno di sicura (ridondanza strutturale).

Le sollecitazioni si ricavano dal modello in corrispondenza dei giunti con la sovrapposizione delle azioni permanenti; le risultanti delle azioni ai nodi d'attacco vengono sovrapposte come risultante complessiva con un coefficiente di amplificazione pari a 1,0 (vista la transitorietà della configurazione e la rarissima possibilità che si verifichi una rottura contemporanea di tutti i ganci dell'attacco rapido).

Si ha:

Momento risultante complessivo sulla IPE550:

$$M = 74 + 19.4 + (289 \times 1,0) + (268 \times 1,0) = 650 KNm;$$

Taglio risultante complessivo:

$T = 13,8 + 90 = 104$ KN (contributo del peso proprio della trave = 64 KN; contributo peso pannelli = 21 KN; contributo grigliati = 19 KN).

$$\sigma_{\max} = M/W = 0,65/0,00244 = 266 \text{ MPa} < f_{yd}.$$

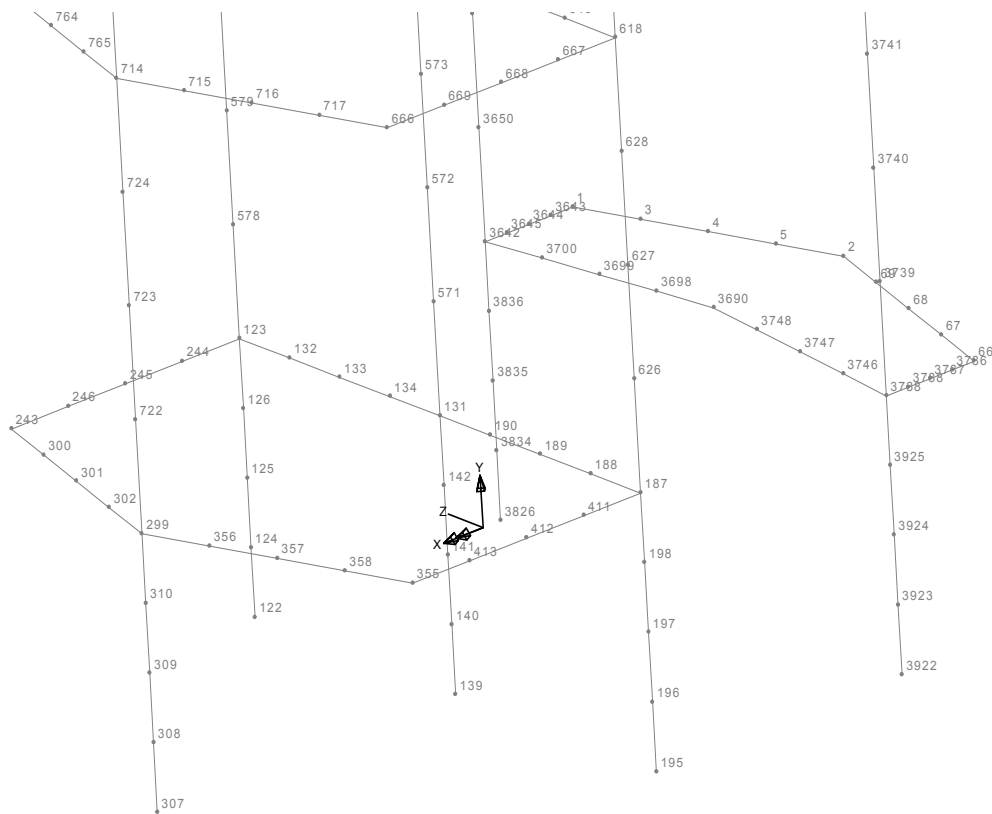
$$\tau_{\max} = T/A_t = 17 \text{ MPa}.$$

La combinazione appoggio + perno consente di equilibrare il momento esterno esplicando la coppia di braccio $550/2 = 27,5$ cm:

$V = 650/0.275 = 2363$ KN, che su ciascuna area di taglio perno $\Phi 80$, di area 0,005mq, esplica una tensione:

$$\tau = 118 \text{ MPa} < f_{yd}/\text{rad}(3).$$

Verifica collegamento colonna - fondazione:



Verifica scatolari 220x220 al piede della colonna:

Si riportano di seguito le tabelle di verifica nelle dieci combinazioni di carico per i sei scatolari nella zona del collegamento alla piastra di fondazione, ovvero: lo scatolare sulla punta, i tre scatolari presso la parete che sostiene la scala ed i due scatolari posteriori.

Nota: le sollecitazioni massime che interessano gli scatolari risultano inferiori alle reazioni vincolari per via della partecipazione alla ripartizione delle sollecitazioni della camicia di lamiera metallica.

ANTERIORE (PUNTA)												
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
79.7	515.5	515.5	39.9	39.9	9550.0	9550.0	100	9.14	1	203310	16205840	2940
metodo SPSL-convenzionale												
					sigma id (aste tese)		sigma id (aste comp.)					
					Kg/cm2		Kg/cm2					
	N	My	Mz	Vy	Vz							
	KN	KNm	KNm	KN	KN							
9	-834.1	0.1	10.3	-8.8	2.8	1249		1250	ok			
10	-711.1	-0.3	7.28	-3.9	4.8	1040		1040	ok			
11	-858.2	25.2	13.02	-13.9	-130.5	1923		1927	ok			
12	-701.4	-22.1	5.47	-0.86	120.1	1509		1511	ok			
13	-444.3	5.9	8.64	-2	35.3	855		856	ok			
14	-679.5	-6.05	4.32	-7.85	-29.8	1066		1067	ok			
15	-341.4	7.98	10.1	-0.32	46.4	805		806	ok			
16	-782.4	-8.11	2.7	-9.54	-40.9	1211		1212	ok			
17	-435.5	15.3	9.7	0.49	87.2	1100		1101	ok			
18	-688.4	-15.4	3.2	-10.35	-81.8	1288		1290	ok			

CENTRALE LATO PANNELLO												
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
79.7	515.5	515.5	39.9	39.9	9550.0	9550.0	100	9.14	1	203310	16205840	2940
metodo SPSL-convenzionale												
					sigma id (aste tese)		sigma id (aste comp.)					
					Kg/cm2		Kg/cm2					
	N	My	Mz	Vy	Vz							
	KN	KNm	KNm	KN	KN							
9	-164.2	2.2	14.8	-39.3	-5.09	569		570	ok			
10	-161.7	2.26	11.5	-29.9	-5.5	494		495	ok			
11	-427.3	1.97	0.3	30.5	7.3	603		603	ok			
12	73.7	2.21	24.4	-91.7	-15.6	767		767	ok			
13	-59	2.22	13.4	-9.8	0	379		380	ok			
14	-177.2	1	5.86	-40.9	-7.7	413		414	ok			
15	-29.3	2.4	14.8	-5.3	1.25	372		372	ok			
16	-206.9	0.82	4.48	-45.5	-8.9	433		433	ok			
17	3.9	3.18	19	18.2	6.9	449		449	ok			
18	-240.2	0.05	1.8	-69.1	-14.6	496		496	ok			

CENTRALE LATO RETRO												
A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
79.7	515.5	515.5	39.9	39.9	9550.0	9550.0	100	9.14	1	203310	16205840	2940
metodo SPSL-convenzionale												
					sigma id (aste tese)		sigma id (aste comp.)					
					Kg/cm2		Kg/cm2					
	N	My	Mz	Vy	Vz							
	KN	KNm	KNm	KN	KN							
9	-99.2	1.4	11.57	-24.7	-5.68	399		399	ok			
10	-99.7	1.54	7.8	-13.2	-6.63	318		318	ok			
11	294.1	1.16	31.8	-111.09	8.2	1134		1135	ok			
12	-46.05	1.52	-9.1	59.1	-18.07	427		427	ok			
13	0.13	1.65	13.9	12	0	306		306	ok			
14	-154.6	0.48	1.35	-40.3	-8.81	313		313	ok			
15	23.7	1.79	17.05	22.4	1.27	408		408	ok			
16	-178.2	0.34	-2.8	-50.8	-10.1	389		389	ok			
17	131.9	2.63	22.2	48.1	7.7	691		691	ok			
18	-286.4	0.5	-8	-76.4	-16.5	662		662	ok			

CENTRALE INTERMEDIO

A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
79.7	515.5	515.5	39.9	39.9	9550.0	9550.0	100	9.14	1	203310	16205840	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	-97.4	1.75	11.5	-13.02	-6.7	389	389	ok				
10	-114.2	1.87	8.49	-9.2	-7.7	352	352	ok				
11	-57.86	1.1	13.9	-15.8	10.9	382	382	ok				
12	-134.6	2.21	6.7	-7.49	-22.3	365	366	ok				
13	-56.8	1.96	9.5	-5.59	0.26	295	295	ok				
14	-86.6	0.66	5.09	-10.8	-10.7	239	239	ok				
15	-50	2.12	11.2	-3.69	1.9	322	322	ok				
16	-93.4	0.49	3.4	-12.7	-12.3	221	221	ok				
17	-38.6	3.06	10.5	-4.38	9.8	318	318	ok				
18	-104.7	0.45	4.16	-12.02	-20.3	262	262	ok				

POSTERIORE LATO PANNELLI

A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
79.7	515.5	515.5	39.9	39.9	9550.0	9550.0	100	9.14	1	203310	16205840	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	524.4	9.3	15.8	-43.6	-36.8	1197	1198	ok				
10	449.1	7.8	12.4	-33.1	-30.1	994	995	ok				
11	278.2	9.53	1.6	11.09	-14.9	576	576	ok				
12	679.3	6.86	25.1	-81.3	-46.5	1574	1576	ok				
13	445.4	7.49	14.06	-15.3	-15.7	986	987	ok				
14	263.9	4.68	6.54	-40.3	-31.9	632	632	ok				
15	503.8	8.6	15.5	-11.1	-12	1104	1106	ok				
16	205.4	3.56	5.03	-44.5	-35.6	549	549	ok				
17	506.2	7.89	19.2	4.62	-5.8	1161	1163	ok				
18	203.07	4.29	1.39	-60.3	-41.9	575	575	ok				

POSTERIORE LATO RETRO

A	Wy	Wz	Aty	Atz	Ix	Iy	L0	lambda	omega	sigma cr	Ncr	fyd
cm2	cm3	cm3	cm2	cm2	cm4	cm4	cm	curva	a/Fe510	kg/cmq	kg	
79.7	515.5	515.5	39.9	39.9	9550.0	9550.0	100	9.14	1	203310	16205840	2940
metodo SPSL-convenzionale												
	N	My	Mz	Vy	Vz	sigma id (aste tese)	sigma id (aste comp.)					
	KN	KNm	KNm	KN	KN	Kg/cm2	Kg/cm2					
9	437.8	-8.9	20.4	-61.7	38	1199	1200	ok				
10	392	-7.3	15.7	-49.6	32.2	1003	1004	ok				
11	479.1	-5.6	36.5	-102.8	45.8	1558	1560	ok				
12	349	-9.8	1.97	-13.7	24.6	687	687	ok				
13	371.8	-4.47	19.4	-23.2	32.9	961	962	ok				
14	232.4	-7.05	6.74	-50.9	17.1	632	633	ok				
15	427.9	-3.45	23.1	-12.7	38.5	1075	1077	ok				
16	176.3	-8.08	3.02	-67.4	11.6	555	556	ok				
17	390.2	-4.11	24.7	-10.7	37	1069	1070	ok				
18	213.9	-7.4	1.4	-69.5	13	567	567	ok				

Verifica del collegamento piastra-tirafondi

La verifica del collegamento e dei tirafondi è condotta nell'ipotesi di elemento trasversale rigido in grado di ripartire le sollecitazioni trasmesse dai singoli profili.

La piastra di fondazione è suddivisa in due elementi completamente sconnessi opportunamente saldati con saldature a completa penetrazione (classe 1) ai profili metallici scatolari (Q_220) ed alla camicia irrigidente esterna e rinforzati con fazzoletti.

Si precisa che in sede di montaggio le piastre saranno collegate tra loro con profili atti all'esclusivo corretto posizionamento degli elementi (dime) che tuttavia non hanno alcuna funzione resistente. Ai fini della verifica dei tirafondi si utilizzano per la verifica le reazioni vincolari ottenute nelle varie combinazioni di carico depurando quindi l'effetto della presenza della camicia metallica di confinamento degli scatolari.

PIASTRA POSTERIORE

In essa confluiscono le azioni dei nodi n. 3922 e n. 3826.

Si esaminano le condizioni di verifica isolando la parte di piastra direttamente interessata da un singolo scatolare nelle condizioni di sollecitazione più gravose per la struttura. A vantaggio di sicurezza si semplifica la verifica considerando per il singolo scatolare la reazione esplicita dai 10 tirafondi \varnothing 24mm che ricadono nell'influenza del singolo scatolare.

POSTERIORE LATO PANNELLI

	N KN	My KNm	Mz KNm	Vy KN	Vz KN
9	662	-0.69	-19.5	-61.5	27.8
10	568	-0.35	-15.2	-62	28.08
11	368	-1.49	-0.83	-132	73.3
12	844	0.63	-32	-5.3	-6.24
13	412	-0.38	-13.5	-67.6	3.72
14	484	-0.21	-11.8	-23.7	38.1
15	387	-0.42	-13.8	-83.1	-7.2
16	509	-0.17	-11.5	8.17	49
17	393	-0.47	-14.6	-78.9	-8.69
18	503	-0.12	-10.7	-12.4	50.5

verifica su un sistema di 5+5 tirafondi

N° tot	diametro	Area	dz	dy	fyd
	mm	cmq	cm	cm	
10	24	4.52	19	19	2940

sigma ass	tau	sigma id	
2085.4	149.3	2101.4	ok
1736.1	150.5	1755.6	ok
874.3	333.9	1048.3	ok
2874.5	18.1	2874.7	ok
1339.1	149.7	1364.0	ok
1441.6	99.2	1451.8	ok
1294.0	184.5	1332.9	ok
1486.6	109.9	1498.8	ok
1333.3	175.6	1367.5	ok
1447.4	115.0	1461.0	ok

POSTERIORE LATO RETRO

	N KN	My KNm	Mz KNm	Vy KN	Vz KN
9	553	1.57	-25.5	-1.53	-7.6
10	494	1.22	-19.9	-4.9	-7.3
11	604	-0.16	-45.1	57.7	36.5
12	442	2.42	-3.19	-57.2	-45.2
13	352	0.84	-17.7	-20.6	-21.3
14	410	1	-15.1	13.7	9.3
15	329	0.8	-18.5	-30.3	-28.1
16	434	1.03	-14.4	23.4	16.1
17	344	0.71	-18.7	-36.8	-41.3
18	418	1.12	-14.16	29.9	29.2

verifica su un sistema di 5+5 tirafondi

N° tot	diametro	Area	dz	dy	fyd
	mm	cmq	cm	cm	
10	24	4.52	19	19	2940

sigma ass	tau	sigma id	
2051.1	17.1	2051.3	ok
1738.6	19.4	1739.0	ok
2739.4	151.0	2751.9	ok
1132.9	161.2	1166.8	ok
1347.5	65.5	1352.2	ok
1398.7	36.6	1400.2	ok
1320.5	91.4	1329.9	ok
1430.8	62.8	1434.9	ok
1357.8	122.3	1374.2	ok
1390.1	92.4	1399.2	ok

Le verifiche risultano soddisfatte.

La lunghezza di ancoraggio dei tirafondi viene invece determinata, in ragione del massimo sforzo di trazione che interessa il singolo elemento pari a $N = 2874 \times 4,52 = 130 \text{ KN}$.

$$N = \frac{\tau_{ad}}{\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2} \cdot \pi \cdot \phi \cdot (L + 6.4r + 3.5L_1)$$

in cui L è la lunghezza di tirafondo ammorsata nel getto = 130cm ed N è il valore della forza massima di sfilamento sviluppabile nel barra per aderenza con il calcestruzzo.

Nel caso specifico:

a = 0.15m, distanza minima dal filo esterno del plinto;

$L1 = 0.1$ m, lunghezza del tratto verticale dell'uncino;
 $r = 0.12$ m, raggio di curvatura dell'uncino;
 $f_{ad,d} = 12.7$ daN/cm², tensione tangenziale di aderenza.
N di sfilamento massimo è pari a $172 \text{ KN} > 130 \text{ KN}$.

La verifica della piastra di base avviene attraverso uno schema a mensola nel quale la sollecitazione massima è determinata dall'azione del tirafondo.

La massima azione normale sul bullone è pari a **130KN**. Ipotizzando la piastra incastrata sullo scatolare si ha, nella sezione d'incastro (considerando una distanza massima dal bullone di bordo al tubo pari a 0.150m):

$$M = P \cdot l = 19.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T = P = 130 \text{ KN}$$

Si introduce un irrigidimento realizzato attraverso un fazzoletto saldato a cordone d'angolo, di spessore pari a 10 mm ed altezza minima nella sezione di incastro pari a 150 mm; considerando una larghezza collaborante della piastra pari a 50 mm, si ottiene:

$$A = 0.00250 \text{ m}^2$$

$$I = 0.000007181 \text{ m}^4$$

$$y_g = 61 \text{ mm}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{I} (h - y_g) = 247 \text{ MPa}$$

$$\tau_f = \frac{T}{A} = 52 \text{ MPa}$$

da cui

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_f^2 + 3 \cdot \tau_f^2} = 263 \text{ MPa}$$

$\sigma_{id} < f_{yd} = 294 \text{ MPa}$: La verifica è soddisfatta.

PIASTRA ANTERIORE

In essa convergono scatolari soggetti a compressione per ogni combinazione di carico: tali elementi non contribuiscono al dimensionamento dei tirafondi.

La piastra anteriore risulta parimenti interamente compressa.

Tale condizione implica che la presenza dei tirafondi garantisce ampiamente nei confronti di eventuali piccole trazioni prodotte dalle sollecitazioni minori (flessioni localizzate).

Inoltre la superficie di impronta garantisce tensioni medie abbondantemente compatibili con la capacità del calcestruzzo di fondazione.

La combinazione più sfavorevole risulta la n. 11 (sisma verticale) che produce una compressione pari a 1100 KN.

In tale situazione (si considera solo la porzione di piastra compressa tra i tirafondi anteriori):

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1100}{0.3 \times 0.6} / 1000 = 6.1 \text{ MPa}$$

Si prescrive pertanto, dopo il posizionamento in loco del cestello e la messa a piombo dello stesso, il riempimento della zona sottostante la piastra di base di spessore pari a 20 mm + contropiastra da 10mm con betoncino cementizio reodinamico con resistenza $R_{ck} \geq 50 \text{ MPa}$ (tipo emaco).

Sollecitazioni collegamento prolunga trave:

La trave reticolare presenta, nella zona finale, un modulo speciale in grado di prolungarne la dimensione strutturale a 14.40 metri. Tale modulo, che viene montato dove necessario a piè d'opera in quanto trasportato sconnesso dalla restante parte della struttura, adatta il manufatto sostanzialmente alle varie possibilità di sezione autostradale possibili sul territorio nazionale.

La giunzione tra le due parti avviene attraverso flangie bullonate di due tipologie: con 12 M18 quella che collega i due tratti di mancorrente e con 10 M18 le due flangie poste al livello del calpestio. Il corrente inferiore risulta tutto compresso per tutte le combinazioni e viene realizzato con giunto a bicchiere con 2 bulloni di sicura M18. I bulloni sono di classe 10.9 ed i piatti di collegamento hanno spessore minimo 15mm, con fazzoletti da 10mm.

Le sollecitazioni nei nodi interessati dalla giunzione, per le varie combinazioni di carico, risultano:

MANCORRENTE		(nodo 6701)						
n° bulloni	diametro	Ares	baric. Z	baric. Y	Iz/A	Iy/A	ey	ez
	mm	cmq	m	m	m2	m2	m	m
	18	2.03	0	0	0.125	0.125	0	0
bullone più sollecitato:								
y	z	fkn	Nd,0	Td,0				
m	m	N/mmq	KN	KN				
0.145	0.145	685	105	98				
metodo SPSSL-ellisse di resistenza								
	N	My	Mz	Vy	Vz	Nb	Tb	(Nb/N0)^2+(Tb/T0)^2
	KN	KNm	KNm	KN	KN	KN	KN	Kg/cm2
9	96	0.35	0.35	0.3	0.09	8.81	0.03	0.00707 ok
10	96	0.35	0.35	0.3	0.09	8.81	0.03	0.00707 ok
11	124	0.6	0.4	0.37	0.4	11.49	0.05	0.01203 ok
12	73	0.34	0.29	0.2	0.15	6.81	0.02	0.00423 ok
13	88	0.02	0.35	0.3	0.25	7.76	0.03	0.00549 ok
14	52	0.48	0.16	0.1	0.12	5.08	0.01	0.00235 ok
15	104	0.01	0.42	0.4	0.21	9.17	0.04	0.00765 ok
16	36	0.52	0.08	0.01	0.08	3.70	0.01	0.00124 ok
17	91	0.07	0.38	0.32	0.28	8.11	0.04	0.00598 ok
18	49	0.58	0.12	0.08	0.15	4.90	0.01	0.00218 ok

CALPESTIO RETRO		(nodo 5558)						
n° bulloni	diametro	Ares	baric. Z	baric. Y	Iz/A	Iy/A	ey	ez
	mm	cmq	m	m	m2	m2	m	m
8	18	2.03	0	0	0.05	0.135	0	0
bullone più sollecitato:								
y	z	fkn	Nd,0	Td,0				
m	m	N/mm ^q	KN	KN				
0.145	0.145	685	105	98				
metodo SPSSL-ellisse di resistenza								
	N	My	Mz	Vy	Vz	Nb	Tb	(Nb/N0)^2+(Tb/T0)^2
	KN	KNm	KNm	KN	KN	KN	KN	Kg/cm2
9	-35	0.25	0.8	2.6	-0.36	-1.79	0.33	0.0003 ok
10	-35	0.25	0.8	2.7	-0.36	-1.79	0.34	0.0003 ok
11	-57	0.45	0.68	2	-0.88	-4.67	0.27	0.00199 ok
12	-15	0.1	0.9	3.33	-0.12	0.84	0.42	8.3E-05 ok
13	-19	0.13	0.7	2.25	-0.01	-0.21	0.28	1.2E-05 ok
14	-32	0.23	0.47	1.63	0.5	-2.39	0.21	0.00052 ok
15	-14	0.09	0.79	2.5	0.04	0.64	0.31	4.7E-05 ok
16	-37	0.27	0.37	1.4	-0.56	-3.26	0.19	0.00097 ok
17	-17	0.13	0.74	2.35	0.17	0.16	0.29	1.1E-05 ok
18	-34	0.23	0.42	1.53	0.17	-2.78	0.19	0.00071 ok

CALPESTIO FRONTE (nodo 5614)								
<i>n° bulloni</i>	<i>diámetro</i>	<i>Ares</i>	<i>baric. Z</i>	<i>baric. Y</i>	<i>Iz/A</i>	<i>Iy/A</i>	<i>ey</i>	<i>ez</i>
	mm	cmq	m	m	m2	m2	m	m
8	18	2.03	0	0	0.05	0.135	0	0
bullone più sollecitato:								
y	z	fkn	Nd,0	Td,0				
m	m	N/mmq	KN	KN				
0.145	0.145	685	105	98				
						metodo SPSL-ellisse di resistenza		
	N	My	Mz	Vy	Vz	Nb	Tb	(Nb/N0)^2+(Tb/T0)^2
	KN	KNm	KNm	KN	KN	KN	KN	Kg/cm2
9	30	0.29	0.26	7.9	-0.9	4.82	0.99	0.00222 ok
10	30	0.29	0.26	7.9	-1	4.82	1.00	0.00222 ok
11	29	0.25	0.06	8.5	-2	4.07	1.09	0.00163 ok
12	30	0.34	0.57	7.4	0.05	5.77	0.93	0.00312 ok
13	22	0.21	0.19	5.6	0.7	3.53	0.71	0.00118 ok
14	22	0.21	0.19	5.7	0.72	3.53	0.72	0.00119 ok
15	22	0.21	0.19	5.7	0.72	3.53	0.72	0.00119 ok
16	22	0.21	0.19	5.7	-0.71	3.53	0.72	0.00119 ok
17	22	0.21	0.19	5.7	-0.72	3.53	0.72	0.00119 ok
18	22	0.21	0.19	5.7	-0.72	3.53	0.72	0.00119 ok

INFERIORE (nodo 6693)					
TUTTO COMPRESSO					
	N	My	Mz	Vy	Vz
	KN	KNm	KNm	KN	KN
9	-99	0.07	-0.4	-1.5	-0.35
10	-99	0.07	-0.4	-1.5	-0.35
11	-73	0.61	0.5	-1.3	0.6
12	-122	0.7	0.3	-1.6	-1.26
13	-52	0.04	0.25	-0.8	0.06
14	-91	0.07	0.33	-1.3	0.46
15	-39	0.17	0.21	-0.73	0.07
16	-105	0.17	0.37	-1.45	0.51
17	-41	0.21	0.25	-0.79	0.25
18	-102	0.32	0.34	-1.39	-0.77

2.5 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI

La verifica delle deformazioni assume un aspetto rilevante esclusivamente per la trave, per la quale si deve garantire la compatibilità degli elementi dell'equipaggiamento elettronico della struttura ed il comfort del personale addetto alla manutenzione.

Infatti la rigidità della colonna è tale da garantire deformazioni trascurabili per ciascuna condizione di carico adottata.

Si considera il nodo 7080, corrispondente all'estremo del corrente inferiore (significativo ai fini della riduzione del franco libero per deformazione della struttura) ed il nodo 7154, corrispondente al lembo estremo lato pannelli della passerella (che registra i massimi spostamenti verticali).

Combinando le condizioni elementari allo SLS, assumendo per eccesso i coefficienti parziali $\psi_i = 1$ a favore di sicurezza, si ha lo spostamento inviluppo:

SPOSTAMENTI VERTICALI	Δy nodo 7080 (m)	Δy Nodo 7154 (m)
Peso proprio	-0,0259	-0.029
Permanente	-0,0166	-0.0194
Neve	-0,0267	-0.030
Accidentale	-0,0089	-0.01
Vento X+	-0,0063	-0.007
Totale SLS	-0,084	-0.095

La contromonta assegnata di progetto permette di recuperare in punta 0,08 m. Si è scelto infatti di compensare più dei cinque centimetri circa dovuti ai permanenti per migliorare l'effetto ottico finale della struttura in opera dato dalla pendenza trasversale della piattaforma.

Per questione di semplicità la contromonta è di tipo lineare, secondo lo schema riportato nei disegni di progetto.

Ai sensi di DM08 – cap. 4.2.4.2, per i soli carichi accidentali, neve e vento (spostamento δ_2), combinati con gli opportuni coefficienti ψ_i di contemporaneità, si ha uno spostamento verticale, per combinazioni frequenti: $0,3 \times 0,03 + 0,6 \times 0,01 + 0 \times 0,007 = 0,007 < 1/2000$ di L; per δ_{\max} si ha: $0,055 < 1/260$ di L (con $L = 14,40$ m). Valori considerati ampiamente accettabili per il funzionamento dell'opera, tenuto conto del fatto che la struttura è a sbalzo.

In direzione trasversale si ha (nodo 9254):

SPOSTAMENTI ORIZZONTALI	Δz nodo 9254 (m)
Peso proprio	0,006
Permanente	0,003
Neve	0,006
Accidentale	0,002
Vento Z+	0,0538
Totale SLS	-0,071

La massima deformazione trasversale è inferiore a $1/200 L$ (con $L=14,40m$), ritenuta accettabile.

In termini di modi principali di vibrare, la frequenza verticale più significativa è pari a 0,293 sec (3,41 cicli/sec), accettabile per la percezione delle vibrazioni verticali.

2.6 VERIFICA DELLA FONDAZIONE

2.6.1 Aspetti generali

Vista la modularità della struttura che consente, mediante l'aggiunta di una prolunga di estremità sulla struttura per due corsie più emergenza, di ottenere una struttura con sbalzo maggiore per autostrade a tre corsie, le fondazioni vengono progettate dimensionate e verificate per la condizione più gravosa, ovvero per la configurazione strutturale con sbraccio massimo. Il plinto così concepito verrà adottato anche nei casi in cui siano installate strutture a due corsie + emergenza, risultando automaticamente verificato. Per via della necessità di installazione su strade esistenti, si predilige la realizzazione di fondazioni dirette per evidenti ragioni di praticità realizzativa; inoltre il plinto viene sagomato con un taglione posteriore che ha la funzione di adattare la sagoma del plinto all'andamento inclinato della scarpata. Tale parte della fondazione non è considerata nei calcoli, a vantaggio di sicurezza, essendo la sua azione stabilizzante nei confronti dell'azione ribaltante dello sbraccio; si trascura anche l'effetto stabilizzante del baggiolo di 30cm su cui poggia la colonna: la verifica della fondazione è condotta quindi, a titolo cautelativo, con una geometria semplificata (plinto rettangolare di altezza costante = 120cm). Le azioni considerate agenti sul plinto sono le massime trasmesse dalla struttura metallica, nelle combinazioni più sfavorevoli, secondo il metodo degli stati limite nelle condizioni ultime. Le fondazioni verranno perlopiù realizzate su tratti di rilevato autostradale, quindi su terreni di caratteristiche meccaniche omogenee e mediamente elevate, in assenza generalmente di falda e al riparo da rischi di scaldamento o cedimenti a lungo termine (i terreni sono tutti costipati e in esercizio da numerosi anni). Per ottenere la massima standardizzazione dell'opera, si adotta un procedimento per la verifica è "a ritroso": vengono fissati dei parametri fisico-meccanici minimi che garantiscono la sicurezza della fondazione e con questi si eseguono i calcoli di verifica. Come precisato in premessa (cap. 1.3 "ambito di applicazione") dunque, l'output della presente relazione sarà costituito i valori geotecnici minimi di riferimento per cui può considerarsi applicabile la fondazione progettata.

Successivamente (al di fuori degli obiettivi che si pone la presente relazione), all'atto della progettazione della struttura nell'esatto punto di ubicazione, verranno eseguite le prove geotecniche, i cui esiti saranno confrontati con i valori minimi di riferimento qui esplicitati. Valori reali delle caratteristiche del terreno tutti superiori a quelli teorici conducono all'ammissibilità della fondazione con coefficienti di sicurezza maggiori o uguali a quelli individuati nei calcoli che seguono. Al contrario, valori più scadenti o condizioni geometriche del tutto particolari comporteranno un approfondimento dei calcoli e l'eventuale adozione di geometrie diverse per il plinto o l'impiego di fondazioni indirette.

2.6.2 Calcolo

Le azioni sull'estradosso del plinto vengono ricavate come risultanti delle reazioni vincolari trasmesse ai tirafondi dai sei profilati strutturali 220x220 calcolate rispetto all'asse trasversale del plinto passante per i tre scatolari mediani (zona interna del rito, lato scaletta) e collocato a 146cm rispetto al bordo posteriore del plinto, ovvero a 354cm dal bordo anteriore.

Si rammenta che gli assi sono orientati nel seguente modo: asse X parallelo al piano del pannello, asse Y verticale, asse z parallelo al senso di marcia.

Nota: la posizione del ritto arretrata rispetto al baricentro geometrico del plinto è stata voluta per favorire la stabilità dell'insieme e compensare l'azione ribaltante dello sbalzo. Per esattezza, il baricentro geometrico del ritto si trova a 125cm dal bordo posteriore del plinto, ovvero a 1/4 della lunghezza del plinto: la distanza tra i due baricentri è dunque pari a 125cm.

Si riportano di seguito le risultanti delle reazioni vincolari al piede per tutte le combinazioni di carico:

Nota:

Le risultanti delle combinazioni per inviluppo sismiche sommano nella condizione più sfavorevole le reazioni degli spettri prive di segno. Tale tipo di sovrapposizione conduce a valori cautelativi (le reazioni reali si troveranno all'interno dell'intervallo rappresentato dai valori massimo e minimo) e nel caso delle reazioni minime verticali (combinazioni 16 e 18) fornisce valori sovrastimati fisicamente non possibili: in tali casi vengono stralciati dalla sommatoria delle reazioni verticali i contributi degli spettri sismici orizzontali la cui risultante complessiva verticale deve essere nulla e parimenti viene stralciato dal calcolo delle risultanti orizzontali il contributo ai tagli dovuto allo spettro verticale (a risultante complessiva nulla sul piano verticale). I valori corretti in tale senso sono evidenziati a sfondo grigio.

INVILUPPO DEI MASSIMI E DEI MINIMI CORRETTO ELIMINANDO I CONTRIBUTI SU N DI SPETTRO X E SPETTRO Y
NELLE COMBINAZIONI 16 E 18: gli spettri orizzontali hanno contributo nullo rispetto alla reazione verticale N
e, per lo stesso motivo, le risultanti Vx e Vz vengono depurate del contributo di spettro Y

		N KN	Mx KNm	Mz KNm	Vx KN	Vz KN	My KNm
ANTERIORE (PUNTA)	9	-1068	-0.38	-10.7	49.3	15.6	0.38
	10	-909	-0.43	-7.3	35.6	20	0.43
	11	-1100	3.54	-13.9	59	-292	-3.54
	12	-896	-3.78	-5.28	30.1	285.2	3.78
	13	-774	-0.45	-7.23	14.7	-49.9	0.46
	14	-663	-0.13	-6.18	48.1	75.5	0.13
	15	-819	-0.5	-7.56	6.58	-77.9	0.50
	16	-636	-0.08	-5.85	-41.5	-53	0.08
	17	-790	-0.7	-7.6	-4.39	-129.01	0.71
	18	-694	0.12	-5.79	-63	-139	-0.13
CENTRALE LATO PANNELLO	9	-252	-0.85	-18.5	49.7	-18.3	0.85
	10	-236	-0.75	-14.4	25.7	-19.3	0.75
	11	-536	0.13	1.83	-210	-9.38	-0.13
	12	18.9	-1.56	-32.5	253	-25.5	1.56
	13	-208	-0.65	-12.9	-8.34	-17.4	0.66
	14	-146	-0.48	-11.1	64.5	-9.8	0.48
	15	-223	-0.68	-13.2	-22.3	-19	0.69
	16	-150	-0.45	-10.8	-54	11	0.45
	17	-244	-0.79	-14.3	-61.4	-22.7	0.79
	18	-169	-0.34	-9.78	-110	5.43	0.35
CENTRALE LATO RETRO	9	-135	0.31	-13.7	-11.9	-4.07	-0.31
	10	-153	0.21	-8.96	-27.6	-4.7	-0.21
	11	372	1.83	-40.9	214	-1.28	-1.83
	12	-600	-1.03	13.7	-220	-5.9	1.04
	13	-138	0.06	-8.5	-49.7	-6.05	-0.07
	14	-70	0.29	-6.8	22.4	0.27	-0.30
	15	-148	0.03	-10.5	-61.1	6.87	-0.03
	16	-87	0.33	-6.17	-14	1	-0.33
	17	-197	-0.11	-11.8	-110.8	-10.5	0.11
	18	-99	0.47	-4.91	-77.7	-3.7	-0.48
CENTRALE INTERMEDIO	9	-126	-0.22	-12.7	6.45	-14.1	0.22
	10	-129	-0.27	-9.38	1.85	-17.3	0.27
	11	-74	3.05	-15.4	10.9	64.7	-3.05
	12	-175	-3.07	-7.5	0.9	-84.3	3.07
	13	-101	-0.36	-9.8	0	-27.6	0.36
	14	-84	0	-7.7	6.57	4.96	-0.01
	15	-104	-0.42	-8.8	-1.57	-33.1	0.43
	16	-86	0.07	-7.4	-5.3	-0.9	-0.07
	17	-112	-0.06	-8.69	-3.95	-53.8	0.66
	18	-90	0.3	-7.53	-9.6	-28.3	-0.30
POSTERIORE LATO PANNELLI	9	662	-0.69	-19.5	-61.5	27.8	0.69
	10	568	-0.35	-15.2	-62	28.08	0.35
	11	368	-1.49	-0.83	-132	73.3	1.49
	12	844	0.63	-32	-5.3	-6.24	-0.60
	13	412	-0.38	-13.5	-67.6	3.72	0.38
	14	484	-0.21	-11.8	-23.7	38.1	0.21
	15	387	-0.42	-13.8	-83.1	-7.2	0.42
	16	494	-0.17	-11.5	36.9	-29	0.17
	17	393	-0.47	-14.6	-78.9	-8.69	0.47
	18	462	-0.12	-10.7	21	-44.5	0.12
POSTERIORE LATO RETRO	9	553	1.57	-25.5	-1.53	-7.6	-1.58
	10	494	1.22	-19.9	-4.9	-7.3	-1.22
	11	604	-0.16	-45.1	57.7	36.5	0.16
	12	442	2.42	-3.19	-57.2	-45.2	-2.42
	13	352	0.84	-17.7	-20.6	-21.3	-0.84
	14	410	1	-15.1	13.7	9.3	-1.00
	15	329	0.8	-18.5	-30.3	-28.1	-0.81
	16	424	1.03	-14.4	-6	-4	-1.03
	17	344	0.71	-18.7	-36.8	-41.3	-0.72
	18	394	1.12	-14.16	-24.6	-25.6	-1.12

Le reazioni vengono combinate riportando le risultanti delle reazioni vincolari all'estradosso del plinto in corrispondenza dei 3 scatolari allineati sulla parte interna del ritto lato scaletta.

RISULTANTE RISPETTO A SCATOLARI CENTRALI (X = 146cm da faccia posteriore plinto)						
	N KN	Mx KNm	Mz KNm	Vx KN	Vz KN	My (tors) KNm
9	-366	-4.58	-1827.16	30.52	-0.67	9.06
10	-365	-5.23	-1570.31	-31.35	-0.52	10.14
11	-366	-610.86	-1635.54	-0.4	-128.16	591.95
12	-366	544.896	-1760.61	1.5	118.06	-486.90
13	-457	-6.34	-1213.69	-131.54	-118.53	16.26
14	-69	-0.61	-1259.07	131.57	118.33	-2.45
15	-578	-10.37	-1197.91	-191.79	-158.43	20.69
16	-41	4.51	-1263.2	-83.9	-74.9	-2.45
17	-606	-0.34	-1204.03	-296.24	-266	25.62
18	-196	0.47	-1235.97	-263.9	-235.67	6.00

Per la verifica della fondazione si assumono le combinazioni ritenute dimensionanti ai fini della portanza della fondazione una volta riportate al piano di fondazione, ovvero:

comb. 9: massimo Mz;

comb. 11: massimo Mx e My;

comb. 16: massimo M/N;

comb. 17: massimo N e massimi Vx e Vz;

Le risultanti delle singole condizioni elementari, senza moltiplicatori di carico sono le seguenti:

peso proprio della struttura: 150 KN;

pesi permanenti (pannelli ed elementi non strutturali): 34 KN;

risultante complessiva dovuta a sovraccarichi: 20 KN;

risultante complessiva dovuta a carico da neve: 61 KN;

Peso proprio del plinto $W = 5,00 \times 4,00 \times 1,20 \times 24 + 0,30 \times 4,0 \times 2,4 \times 24 + 0,2 \times 0,6 \times 4,0 \times 24 = 657 \text{ KN}$;

Verifiche SLU:

A1+M1): Capacità strutturale delle opere

I coefficienti parziali per le azioni sono quelli della colonna A1 (cap. 6.2.3, DM-08):

$\gamma_G = 1,4$; $\gamma_Q = 1,5$, che forniscono le risultanti al baricentro sul piano d'appoggio del plinto riportate di seguito (nel caso di peso proprio considerato sfavorevole e considerato favorevole, con coefficienti rispettivamente 1,4 e 1,0):

RISULTANTI BARICENTRICHE AL PIEDE DEL PLINTO

W plinto (p.p. x 1,4)
-919.8

	N KN	Mx KNm	Mz KNm	Vx KN	Vz KN	My (tors) KNm	ex m	ez m
9	-1285.8	-5.38	-1479.5	30.52	-0.67	9.0618	0.004	1.151
11	-1285.8	-764.65	-1250.8	-0.4	-128.16	591.954	0.595	0.973
16	-960.8	-85.37	-1119.5	-83.9	-74.9	-2.45	0.089	1.165
17	-1525.8	-319.54	-212.2	-296.24	-266	25.62	0.209	0.139

W plinto (p.p. x 1,0)
-657

	N KN	Mx KNm	Mz KNm	Vx KN	Vz KN	My (tors) KNm	ex m	ez m
9	-1023	-5.38	-1479.5	30.52	-0.67	9.0618	0.005	1.446
11	-1023	-764.65	-1250.8	-0.4	-128.16	591.954	0.747	1.223
16	-698	-85.37	-1119.5	-83.9	-74.9	-2.45	0.122	1.604
17	-1263	-319.54	-212.2	-296.24	-266	25.62	0.253	0.168

I coefficienti per i parametri geotecnici forniscono i seguenti valori di calcolo (colonna M1):

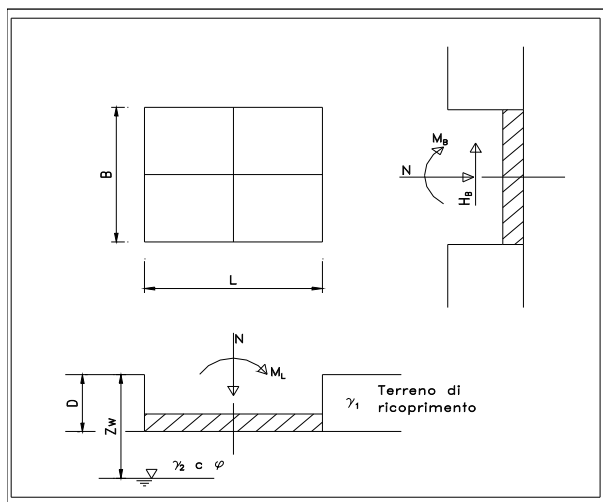
angolo d'attrito $\tan\Phi = \tan(23)/1.0$, da cui $\Phi = 23^\circ$

peso dell'unità di volume $\gamma = 18/1,0 = 18 \text{ KN/mq}$

Con la formula di Terzaghi-Brinch-Hansen, viene confrontata la tensione media equivalente nel caso di fondazione ridotta per tenere conto dell'eccentricità dei carichi, con la tensione limite di Terzaghi.

La falda è considerata assente.

Si riportano le verifiche relative alla situazione più gravosa, corrispondente alla tabella 1 (con W plinto moltiplicato per 1,0) combinazione 16 (combinazione sismica con N minimo ed M massimo). Viene inoltre detratto il contributo ad N di neve e accidentali, conservando tuttavia il contributo di tali azioni sulle altre caratteristiche delle sollecitazioni. In tali condizioni si realizza la massima eccentricità e quindi le verifiche si svolgono sul plinto equivalente di condizioni minime: il carico ultimo risulta superiore al carico medio agente $R_d > E_d$. Tutte le altre condizioni, meno impegnative per il plinto, sono automaticamente verificate.



Dati di input

Caratteristiche del terreno di ricoprimento:

Peso di volume	γ_1	1.80	t/m ³
Angolo d'attrito	$\varphi_1(^{\circ})$	23	

Caratteristiche del terreno di fondazione:

Peso di volume	γ_2	1.80	t/m ³
Angolo d'attrito	$\varphi_2(^{\circ})$	23	
Coesione	c	0.00	t/m ²

Carichi agenti

Forza orizzontale totale	H_B	8.50	t
Forza verticale totale (compreso p. p.)	N	67.00	t
Momento longitudinale	M_L	112.00	tm
Momento trasversale	M_B	8.50	tm

Dati geometrici

Lunghezza della fondazione	L	5.00	m
Larghezza della fondazione	B	4.00	m
Profondità falda dal p.c.	Z_w	10.00	m
Profondità del piano di fondaz.	D	1.20	m

Calcolo della capacità portante della fondazione:		
<i>A partire dai dati di input:</i>		
Peso di volume terreno di rinterro	γ_1	1.80 t/m ³
Peso di volume del ter. di fond.	γ_2	1.80 t/m ³
Angolo d'attrito terreno di fondazione	$\varphi(^{\circ})$	23
Coesione terreno di fondazione	c	0.00 t/m ²
Profondità falda dal p.c.	Zw	10.00 m
Profondità del piano di fondaz.	D	1.20 m
Lunghezza fondazione	L	5.00 m
Larghezza fondazione	B	4.00 m
<i>Si ottiene:</i>		
Lunghezza equivalente della fondaz.	L*	1.66 m
Larghezza equivalente della fondaz.	B*	3.75 m
Minore tra L* e B*		1.66
Coeff. di capacità portante	Nc	18.05
Coeff. di capacità portante	Nq	8.66
Coeff. di capacità portante	N γ	8.20
Coeff. di forma	sc	1.21
Coeff. di forma	sq	1.19
Coeff. di forma	s γ	0.82
Coeff. di inclinaz. del carico	ic	0.73
Coeff. di inclinaz. del carico	iq	0.76
Coeff. di inclinaz. del carico	i γ	0.67
Coeff. di profondità	dc	1.26
Coeff. di profondità	dq	1.23
Peso di volume di calcolo	γ	1.80 t/m ³
Tensione verticale al livello della fond.	σ	2.16 t/m ²
Carico limite	qlim	23.64 t/m ²
Carico limite (**)	qlim**	27.51 t/m ²
Carico medio agente	qm	10.80 t/m ²
Calcolo del coefficiente di sicurezza		
Carico limite	qlim	23.64 t/m ²
Carico limite (**)	qlim**	27.51 t/m ²
Carico medio agente	qm	10.80 t/m ²
Coefficiente di sicurezza (qlim/qm)	Fs	2.19
Coefficiente di sicurezza (qlim/qm)**	Fs**	2.55
(**) con coefficienti di profondità		

Verifiche SLU:

A2+M2): dimensionamento geotecnico

I coefficienti parziali per le azioni sono quelli della colonna A2 (cap. 6.2.3, DM-08):

$\gamma_G = 1,0$; $\gamma_Q = 1,0$, che forniscono le risultanti al baricentro sul piano d'appoggio del plinto riportate di seguito:

RISULTANTI BARICENTRICHE AL PIEDE DEL PLINTO								
W plinto (p.p. x 1,0) -657								
	N KN	Mx KNm	Mz KNm	Vx KN	Vz KN	My (tors) KNm	ex m	ez m
9	-1023	-5.38	-1479.5	30.52	-0.67	9.0618	0.005	1.446
11	-1023	-764.65	-1250.8	-0.4	-128.16	591.954	0.747	1.223
16	-698	-85.37	-1119.5	-83.9	-74.9	-2.45	0.122	1.604
17	-1263	-319.54	-212.2	-296.24	-266	25.62	0.253	0.168

I coefficienti per i parametri geotecnici forniscono i seguenti valori di calcolo (colonna M2):

angolo d'attrito $\tan\Phi = \tan(23)/1.25$, da cui $\Phi = 18.8^\circ$

peso dell'unità di volume $\gamma = 18/1,0 = 18$ KN/mq;

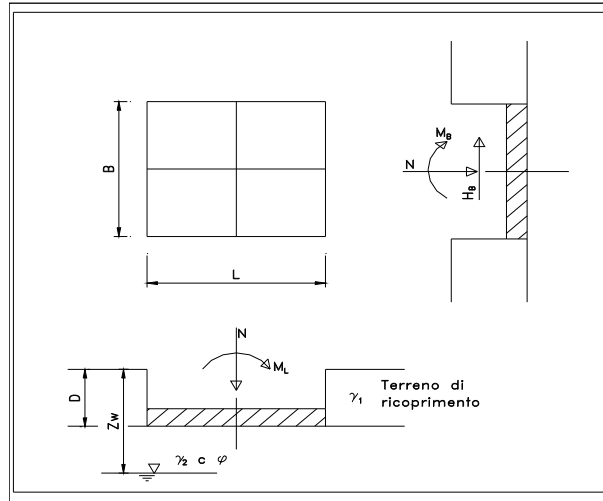
Con la formula di Terzaghi-Brinch-Hansen, viene confrontata la tensione media equivalente nel caso di fondazione ridotta per tenere conto dell'eccentricità dei carichi, con la tensione limite di Terzaghi.

La falda è considerata assente.

Si riportano di seguito le verifiche relative alla situazione più gravosa, corrispondente alla combinazione 16 (combinazione sismica con N minimo ed M massimo). In tali condizioni si realizza la massima eccentricità e quindi le verifiche si svolgono sul plinto equivalente di condizioni minime: il carico ultimo risulta superiore al carico medio agente $R_d > E_d$. Tutte le altre condizioni, meno impegnative per il plinto, sono automaticamente verificate.

Nota: la combinazione A2+M2 risulta più gravosa della combinazione A1+M1 perché, a fronte di una riduzione dei valori geotecnici per l'applicazione del coefficiente di sicurezza non si attua la contemporanea riduzione delle azioni esterne dovuta alla riduzione dei coefficienti da SLU. Le azioni più gravose risultano infatti quelle dovute al sisma in cui il coefficiente di amplificazione è pari a 1 essendo contenuto all'interno dello stessa definizione dello spettro di progetto.

SPEA Ingegneria Europea- PLINTI DI FONDAZIONE
Verifica a rottura del complesso terreno-fondazione



Dati di input

Caratteristiche del terreno di ricoprimento:

Peso di volume	γ_1	1.80	t/m ³
Angolo d'attrito	$\varphi_1(^{\circ})$	18.8	

Caratteristiche del terreno di fondazione:

Peso di volume	γ_2	1.80	t/m ³
Angolo d'attrito	$\varphi_2(^{\circ})$	18.8	
Coesione	c	0.00	t/m ²

Carichi agenti

Forza orizzontale totale	H_B	8.50	t
Forza verticale totale (compreso p. p.)	N	67.00	t
Momento longitudinale	M_L	112.00	tm
Momento trasversale	M_B	8.50	tm

Dati geometrici

Lunghezza della fondazione	L	5.00	m
Larghezza della fondazione	B	4.00	m
Profondità falda dal p.c.	Zw	10.00	m
Profondità del piano di fondaz.	D	1.20	m

Calcolo della capacità portante della fondazione:

A partire dai dati di input:

Peso di volume terreno di rinterro	γ_1	1.80 t/m ³
Peso di volume del ter. di fond.	γ_2	1.80 t/m ³
Angolo d'attrito terreno di fondazione	$\varphi(^{\circ})$	19
Coesione terreno di fondazione	c	0.00 t/m ²
Profondità falda dal p.c.	Zw	10.00 m
Profondità del piano di fondaz.	D	1.20 m
Lunghezza fondazione	L	5.00 m
Larghezza fondazione	B	4.00 m
Si ottiene:		
Lunghezza equivalente della fondaz.	L*	1.66 m
Larghezza equivalente della fondaz.	B*	3.75 m
Minore tra L* e B*		1.66
Coeff. di capacità portante	Nc	13.76
Coeff. di capacità portante	Nq	5.69
Coeff. di capacità portante	N _γ	4.55
Coeff. di forma	sc	1.18
Coeff. di forma	sq	1.15
Coeff. di forma	s _γ	0.82
Coeff. di inclinaz. del carico	ic	0.71
Coeff. di inclinaz. del carico	iq	0.76
Coeff. di inclinaz. del carico	i _γ	0.67
Coeff. di profondità	dc	1.27
Coeff. di profondità	dq	1.23
Peso di volume di calcolo	γ	1.80 t/m ³
Tensione verticale al livello della fond.	σ	2.16 t/m ²
Carico limite	qlim	14.49 t/m ²
Carico limite (**)	qlim**	16.93 t/m ²
Carico medio agente	qm	10.80 t/m ²

Calcolo del coefficiente di sicurezza

Carico limite	qlim	14.49 t/m ²
Carico limite (**)	qlim**	16.93 t/m ²
Carico medio agente	qm	10.80 t/m ²
Coefficiente di sicurezza (qlim/qm)	Fs	1.34
Coefficiente di sicurezza (qlim/qm)**	Fs**	1.57

(**) con coefficienti di profondità

Note e considerazioni supplementari sulle fondazioni:

1) In tutti calcoli è stato trascurato il contributo (favorevole) del dente posteriore. Ciò consente in casi eccezionali, in cui il terreno è pianeggiante e ove sia strettamente necessario, di ometterne la realizzazione senza compromettere la stabilità del plinto, a patto che la fondazione risulti completamente interrata e ricoperta dal terreno naturale.

2) La verifica di stabilità nei confronti della torsione della fondazione viene stimata in maniera molto semplificata e a vantaggio di sicurezza, trascurando i termini senz'altro più influenti nel contributo alla resistenza a rottura a torsione, ovvero la resistenza passiva lungo le sponde laterali ed i contributo del taglione verticale. In modo semplificato, con un modello perfettamente plastico del terreno, il massimo momento torcente allo SLU (592 KNm) viene equilibrato da una striscia perimetrale di larghezza un metro isolata nella base del plinto, con una sigma minima verticale agente pari al peso proprio del plinto e della struttura (con coefficiente moltiplicativo 1,0, in questo caso): si ha la resistenza a taglio del terreno immediatamente al di sotto del plinto e pari a $\tau = (576+150+34)/20 \times \tan 23^\circ = 16 \text{ KPa}$, che moltiplicata per l'area anulare di un metro di larghezza fornisce un momento resistente, per solo attrito pari a $16 \times 14 \times 4 = 896 > 592$. Alternativamente, eseguendo il confronto tra tensioni tangenziali nell'ipotesi di andamento lineare delle tensioni tangenziali dal baricentro al perimetro del plinto, si ottiene una tau media (con $L = 320 \text{ cm} = 1/2$ diagonale del plinto) agente all'interfaccia plinto terreno pari a: $M_t/J_p \times L/2 = 13,8 \text{ KPa}$; con $J_p = J_x + J_y = 68,3 \text{ m}^4$. Anche con le semplificazioni adottate, in entrambe le condizioni, la verifica a torsione risulta soddisfatta.

3) si evidenzia il fatto che il ricoprimento del plinto è sempre presente (e non potrebbe essere altrimenti, trovandosi il plinto sotto la pavimentazione) nel tratto in cui il suo contributo è utile per la resistenza a rottura del terreno, ovvero presso la punta della fondazione, dove le tensioni di compressione sono massime.

4) La verifica globale a ribaltamento risulta abbondantemente verificata per i motivi già accennati in relazione (posizione favorevolmente eccentrica del ritto rispetto al baricentro del plinto e massa della fondazione preponderante rispetto al peso della struttura su cui la stessa è ancorata): il coefficiente di sicurezza al ribaltamento rispetto ad uno spigolo del plinto fornisce:

$$M_r (\text{ribaltante}) = 112 \text{ KNm (SLU)}$$

$$M_{st} (\text{stabilizzante}) = 657 \times 2,5 = 1642 \text{ KNm (considerando il solo contributo del plinto).}$$

$$F_s = 14,6.$$

5) Dall'equilibrio alla traslazione e alla rotazione si ricava la massima tensione di compressione sul terreno risolvendo le equazioni di presso flessione deviata senza contributo a trazione; risolvendo il sistema l'equazione dell'asse neutro, $\xi_y \cdot X + \xi_x \cdot Y + \chi = 0$ fornisce $\xi_y = -0,00078$; $\xi_x = 0,0074$; $\chi = 0,34$. La massima tensione sul terreno è pari a 1,66 kg/cmq nella combinazione di s.l.u. n°16 (max eccentricità). Tale valore risulta comunque inferiore al valore ultimo valutato cautelativamente con la formula di Terzaghi con $\Phi = 19^\circ$, pari a 3,4 kg/cmq.

3 ELEMENTI COMPLEMENTARI

3.1 Piazzola di servizio

3.1.1 Generalità

Nei casi in cui non sia già presente una piazzola di sosta in prossimità della struttura del pannello, e comunque in ogni caso sia ritenuto necessario per ragioni di sicurezza del personale incaricato della manutenzione della struttura e di tutti gli apparecchi su di essa collocati, viene realizzata una piazzola di servizio in adiacenza alla struttura. Tale piazzola di dimensioni contenute è opportunamente protetta da barriere di sicurezza, non è accessibile al personale non autorizzato e può ospitare un mezzo di servizio. Nel caso di costruzione presso infrastrutture esistenti, può verificarsi l'esigenza di realizzare un'opera di sostegno lungo la scarpata stradale che ospiti la piazzola. Di seguito si riportano i calcoli di verifica per il caso in cui venga si presenti la necessità di realizzazioni di una paratia di micropali, secondo uno schema standard. Le caratteristiche geotecniche dei terreni utilizzate sono le stesse impiegate per la verifica della fondazione della struttura principale: valgono tutte le considerazioni già svolte per il plinto.

La presente relazione contiene i calcoli statici e le verifiche relative alla paratia di micropali a sostegno delle piazzole di servizio da realizzarsi in itinere presso le strutture di sostegno dei PMV.

Si è considerato il caso più gravoso, in cui con una pendenza massima della scarpata pari a 2/3 essendo la larghezza della piazzola pari a 3m, l'altezza della paratia è di 2m.

La lunghezza d'infissione è di 4m (lunghezza totale dei micropali = 6m).

La paratia è una struttura di sostegno piana, deformabile. I micropali di diametro 180mm in cls posti ogni 33cm sono armati con tubolare $\phi 127/5$ in acciaio e collegati in testa da un cordolo in c.a.;

Il massimo sovraccarico ipotizzato è pari a 500 kg/mq (soli mezzi di servizio) su tutta la piazzola.

Si sono presi a riferimento le NTC D.M. 14/1/08 e l'ord. 3274 20/3/03.

Si è considerata la zona sismica di classe 1 ($p_{ga} = 0,35g$); il terreno tipo B ($S=1,25$), oltre ad una serie di caratteristiche minime del terreno valide per tutti i siti che presentino valori di gamma e γ maggiori di:

$$\Phi = 24^\circ;$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/mc}$$

Le verifiche sono state svolte con l'ausilio dei programmi microsoft excel e ceAs paratie.

Per la realizzazione delle strutture in esame si è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo per getto
C28/35 = $R'_{ck} > 350 \text{ Kg/cm}^2$
- Malta per micropali
C28/35 = $R'_{ck} > 350 \text{ Kg/cm}^2$
- Acciaio in barre ed aderenza migliorata
B450C controllato in stabilimento
- Acciaio in tubi per micropali
S 275 JR = Fe430B o S 355 JR = Fe510 B

N.B.

Per le strutture in c.a., in ottemperanza a UNI9858, classe d'esposizione 2b, si prevederà per gli impasti delle strutture con $R_{ck}=300$ una composizione tipo con l'impiego di cemento tipo 42.5, con rapporto $A/C=0,5$, 400 kg/m³ di cemento, slump fluido 200mm e D_{max} inerte = 50mm (eventuale uso di fluidificante). Copriferro: 4-5 cm.

I micropali saranno realizzati con iniezione a bassa pressione di pasta o malta cementizia.

3.1.2 Analisi dei carichi

Le forze orizzontali agenti sul muro sono rappresentate dalle spinte dei terreni calcolate con la teoria dell'equilibrio limite di Rankine con un coefficiente di spinta attiva K_a ricavato dal valore dell'angolo d'attrito. La falda viene considerata assente; il sovraccarico è fissato pari a 500 kg/mq. Si esaminano le fasi di realizzazione della paratia, come di seguito: fase 1: infissione della paratia; fase 2: scavo a 2m (in realtà si effettua il riempimento con terreno dopo la realizzazione di un tratto a vuoto di 2m dei micropali; tale procedura è assimilabile alla fase di scavo); fase 3: sovraccarico accidentale.

Si considerano 3 condizioni di carico:

Condizione 1: stato limite d'esercizio: caratteristiche meccaniche e sovraccarichi sono applicati con coefficienti parziali di sicurezza pari a 1.

Condizione 2: stato limite ultimo con:

A1) sovraccarico 750 kg/mq

M1) $\phi=24^\circ$ e $\gamma = 18$ KN/mq;

e

A2) sovraccarico 650 kg/mq

M1) $\phi=19^\circ$ e $\gamma = 18$ KN/mq;

Condizione 3: azione sismica valutata con Mononobe Okabe, $p_{ga} = 0,35g$ (classe 1), $S=1,00$ (terreno A). L'azione sismica si applica in assenza di sovraccarico accidentale (fase 2). L'azione sismica è ottenuta con l'espressione di Mononobe Okabe considerando un carico sismico supplementare dal lato delle spinte (con $K_{sis} = 0.581$ (valutato in aderenza a quanto indicato in NTC 2008) e variando il coefficiente di spinta passiva con la medesima teoria (MO).

Le tre condizioni sono riportate nei tre modelli allegati di seguito.

Le verifiche riportate di seguito sono ottenute allegando gli output forniti dal programma di calcolo "paratie" – CeAs.

Per la verifica dei micropali verrà considerata la condizione flettente più gravosa allo SLE, SLU. Per le deformazioni in testa alla paratia si assume come accettabile un valore inferiore al 1% della lunghezza totale.

Nella condizione 3 (sismica) non si considera la presenza di sovraccarico accidentale. Per la condizione 2 si esamina la sola combinazione A1+M1 che risulta più gravosa della A2+M2.

Condizione 1 (SLE – scavo 2m)**Input/Output modello paratie**

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1
3 OTTOBRE 2006 14:06:17
History 0 - piazzolaPMV - esercizio

```
*****  
**  
**          P A R A T I E          **  
**  
**          RELEASE 6.1    VERSIONE WIN    **  
**  
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10  **  
**                20129 MILANO            **  
**  
*****
```

JOBNAME C:\Documents and Settings\ventura\Desktop\pmv-piazzole\pmv-piazzola

3 OTTOBRE 2006 14:06:17

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2
3 OTTOBRE 2006 14:06:17
History 0 - piazzolaPMV - esercizio

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi
si faccia riferimento al manuale di
input PARAGEN, versione 6.1 .

N. comando
1: * Paratie for Windows version 6.1
2: * Filename= <c:\documents and
settings\ventura\desktop\pmv-piazzole\pmv-piazzola
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - piazzolaPMV - esercizio
8: delta 0.1
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: wall RightWall 0 -6 0
15: *
16: soil DHRight RightWall -6 0 2 0
17: soil UHRight RightWall -6 0 1 180
18: *
19: material cls 3.6E+007
20: *
21: beam beam RightWall -6 0 cls 0.138053
22: *
23: * Soil Profile
24: *
25: ldata autostrada 0

```

26:      weight      18 12 10
27:      atrest      0.593263 0.5 1
28:      resistance 0 24 0.358 3.388
29:      young       23600 37760
30:      endlayer
31: *
32: option find safety
33: *
34: step 1 : geostatico
35:      setwall RightWall
36:      geom 0 0
37:      water -8 0
38: endstep

```

N. comando

```

39: *
40: step 2 : scavo 2m a valle
41:      setwall RightWall
42:      geom 0 -2
43:      water -8 0 0 noremove update
44:      surcharge 0 0 0 0
45: endstep
46: *
47: step 3 : carico 500kg/mq a monte
48:      setwall RightWall
49:      geom 0 -2
50:      water -8 0 0 noremove update
51:      surcharge 5 0 0 0
52: endstep
53: *
54: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER autostrada

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 18.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 12.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.35800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3880		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 23600.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 37760.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.35800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3880		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-6.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.0000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	0.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.0000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	5.0000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	0.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
DHRight	RightWall	0.	-6.000	DOWNHILL	0.
UHRight	RightWall	0.	-6.000	UPHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
beam	RightWall	0.	-6.000	_	0.1381

RIASSUNTO DATI VARI

=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	3.6E+007

FASE N. DI ITERAZIONI CONVERGENZA

1	2	SI
2	6	SI
3	5	SI

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO

(LE SPINTE SONO CALCOLATE INTEGRANDO GLI SFORZI NEI SINGOLI ELEMENTI MOLLA)

SPINTA EFFICACE VERA	= Integrale delle pressioni orizzontali efficaci in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m
SPINTA ACQUA	= Integrale delle pressioni interstiziali in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m
SPINTA TOTALE VERA	= Somma della SPINTA EFFICACE e della SPINTA DELL'ACQUA: e' l' azione totale sulla parete: unita' di misura kN/m
SPINTA ATTIVA POSSIBILE	= La minima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa

fase: unita' di misura kN/m

SPINTA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa

fase: unita' di misura kN/m

RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilitata;

SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuale: indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilitata;

RAPPORTO VERA/ATTIVA = e' il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile: fornisce un'indicazione di quanto questa porzione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

FASE	1	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	192.22	192.22
		SPINTA ACQUA	0.	0.
		SPINTA TOTALE VERA	192.22	192.22
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	115.99	115.99
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	1097.7	1097.7
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	5.7108	5.7108
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	18.%	18.%
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.6572	1.6572

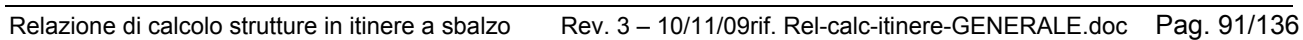
PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 18

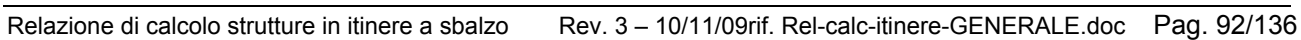
3 OTTOBRE 2006 14:06:17

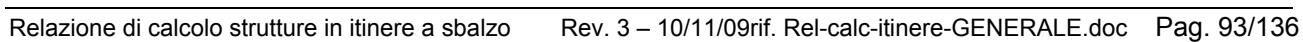
History 0 - piazzolaPMV - esercizio

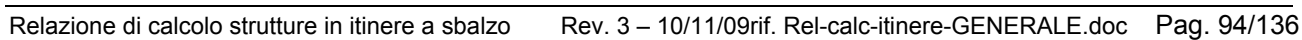
FASE	2	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	154.85	154.85
		SPINTA ACQUA	0.	0.
		SPINTA TOTALE VERA	154.85	154.85
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	51.552	115.99
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	487.87	1097.7
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	3.1505	7.0887
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	32.%	14.%
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	3.0039	1.3350

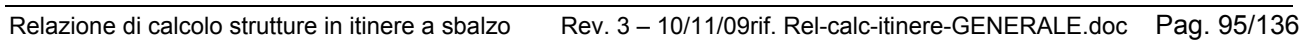
FASE	3	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	165.34	165.34
		SPINTA ACQUA	0.	0.
		SPINTA TOTALE VERA	165.34	165.34
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	51.552	126.73
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	487.87	1199.4
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.9507	7.2538
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	34.%	14.%
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	3.2073	1.3047











Condizione 2 (SLU – A1+M1)**Input/Output modello paratie**

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2
3 OTTOBRE 2006 14:01:03
History 0 - piazzolaPMV - condizione 2 SLU (A1+M1)

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi
si faccia riferimento al manuale di
input PARAGEN, versione 6.1 .

N. comando
1: * Paratie for Windows version 6.1
2: * Filename= <c:\documents and
 settings\ventura\Desktop\pmv-piazzole\pmv-piazzola
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Length=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - piazzolaPMV - condizione 2 SLU (A1+M1)
8: delta 0.1
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: wall RightWall 0 -6 0
15: *
16: soil DHRight RightWall -6 0 2 0
17: soil UHRight RightWall -6 0 1 180
18: *
19: material cls 3.6E+007
20: *
21: beam beam RightWall -6 0 cls 0.138053
22: *
23: * Soil Profile
24: *
25: ldata autostrada 0
26: weight 18 12 10
27: atrest 0.593263 0.5 1
28: resistance 0 24 0.358 3.388
29: young 23600 37760
30: endlayer
31: *
32: step 1 : geostatico
33: cut 0.5
34: setwall RightWall
35: geom 0 0
36: water -8 0
37: endstep
38: *

N. comando

```

39: step 2 : scavo 2m a valle
40:   setwall RightWall
41:     geom 0 -2
42:     water -8 0 0 noremove update
43:     surcharge 0 0 0 0
44: endstep
45: *
46: step 3 : carico 750kg/mq a monte (A1)
47:   setwall RightWall
48:     geom 0 -2
49:     water -8 0 0 noremove update
50:     surcharge 7.5 0 0 0
51: endstep
52: *
53: *
    
```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER autostrada

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000	
quota superiore	= 0.0000	m
quota inferiore	= -0.10000E+31	m
peso fuori falda	= 18.000	kN/m ³
peso efficace in falda	= 12.000	kN/m ³
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³
angolo di attrito	= 24.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.35800	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3880	(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326	
esponente di OCR	= 0.50000	
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000	
modello di rigidezza	= 1.0000	
modulo el. compr. vergine	= 23600.	kPa
modulo el. scarico/ricarico	= 37760.	kPa
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.35800	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3880	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-6.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.0000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	0.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.0000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	7.5000	kPa

quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	0.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

| RIASSUNTO ELEMENTI SOIL |

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
DHRight	RightWall	0.	-6.000	DOWNHILL	0.
UHRight	RightWall	0.	-6.000	UPHILL	180.0

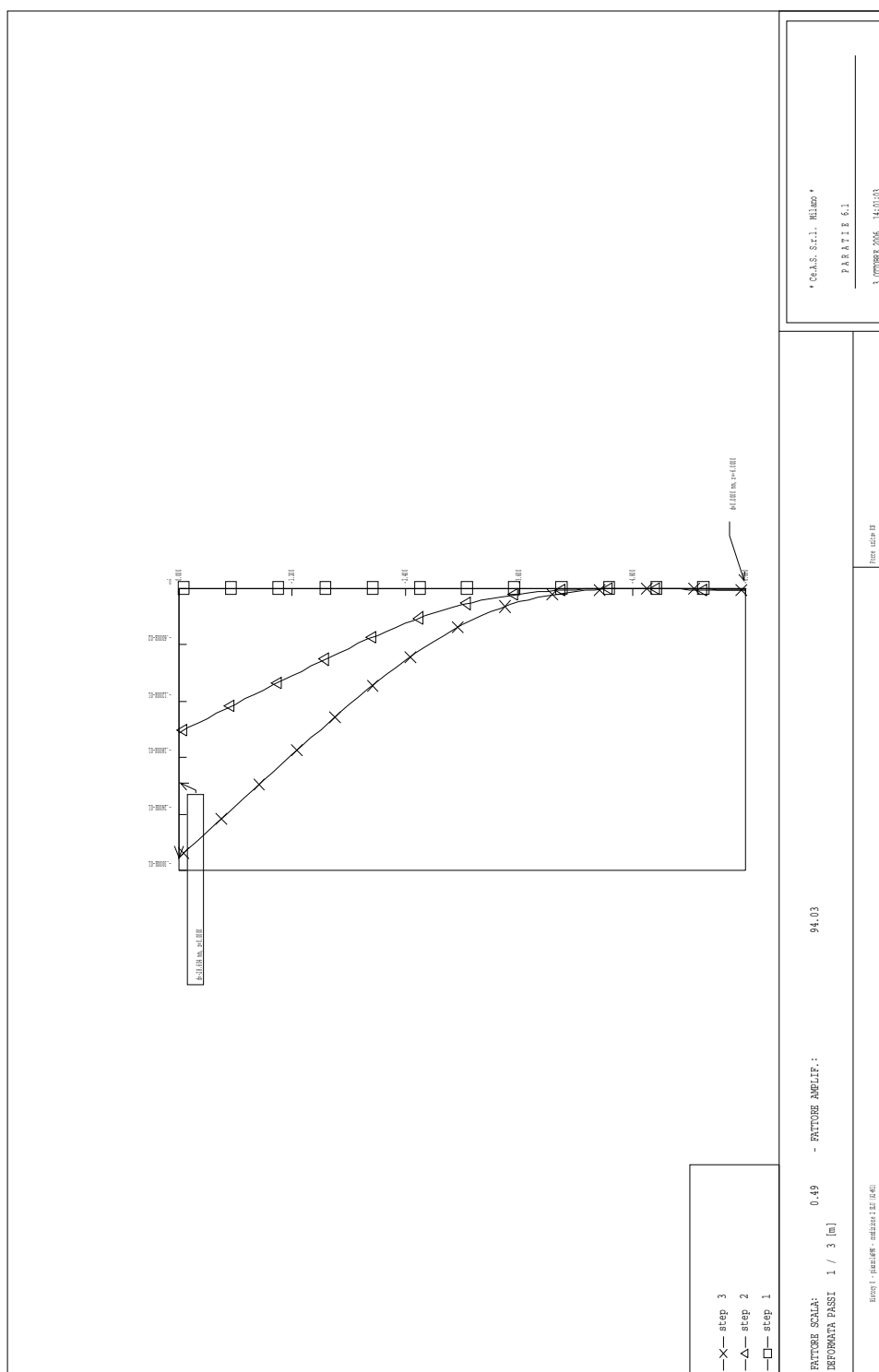
RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
beam	RightWall	0.	-6.000	_	0.1381

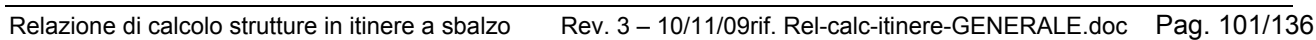
RIASSUNTO DATI VARI
=====

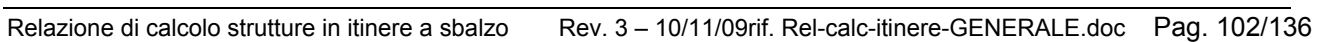
MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	3.6E+007

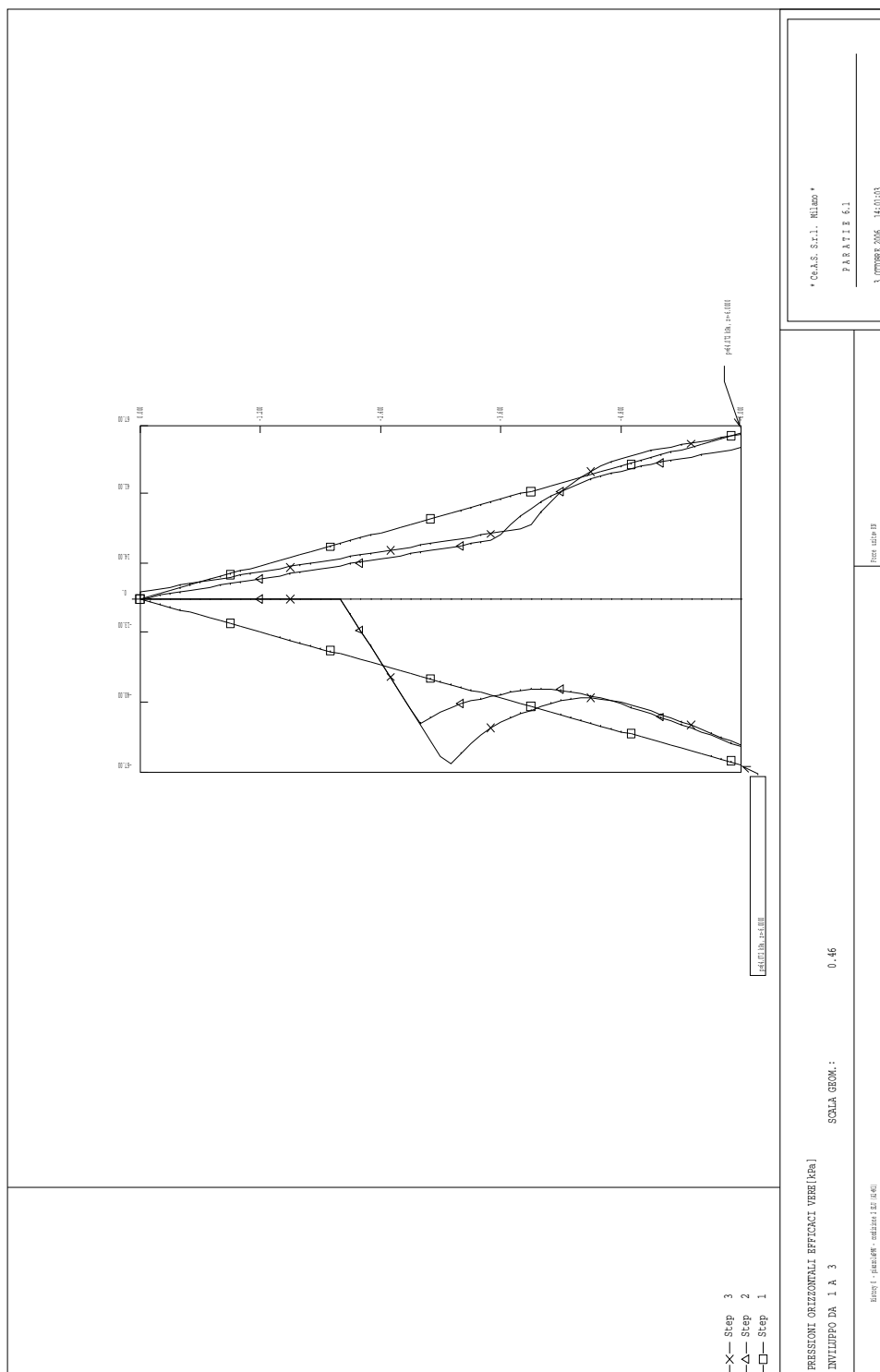
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

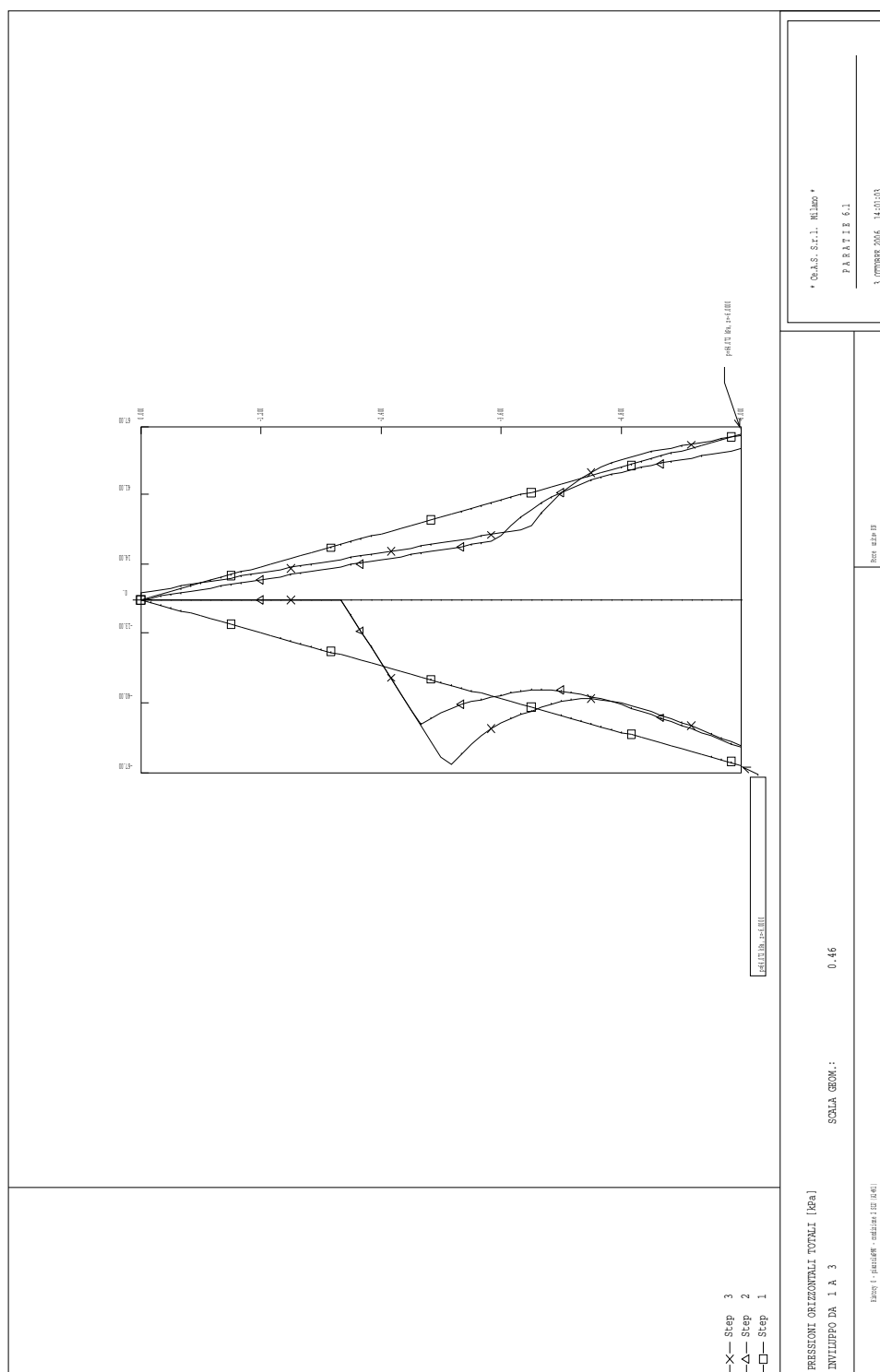
FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	6	SI
3	5	SI











Condizione 3 (sismica)

Input/Output modello paratie

PARATIE 6.21 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1
22 NOVEMBRE 2006 18:50:28
History 0 - piazzolaPMV - condizione 3 sismica

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi
si faccia riferimento al manuale di
input PARAGEN, versione 6.21.

N. comando
1: * Paratie for Windows version 6.2
2: * Filename= <j:\dse\poa\lavoro\560170\02-pmv06\dati
 comuni\tipologici-standard\p
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - piazzolaPMV - condizione 3 sismica
8: delta 0.1
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: wall RightWall 0 -6 0
15: *
16: soil DHRight RightWall -6 0 2 0
17: soil UHRight RightWall -6 0 1 180
18: *
19: material cls 3.6E+007
20: *
21: beam beam RightWall -6 0 cls 0.138053 00 00
22: *
23: * Soil Profile
24: *
25: ldata autostrada 0
26: weight 18 12 10
27: atrest 0.593263 0.5 1
28: resistance 0 24 0.358 3.388
29: young 23600 37760
30: endlayer
31: *
32: step 1 : geostatico
33: cut 0.5
34: setwall RightWall
35: geom 0 0
36: water -8 0
37: endstep
38: *

N. comando

```

39: step 2 : scavo 2m a valle
40:   setwall RightWall
41:   geom 0 -2
42:   water -8 0 0 noremove update
43:   surcharge 0 0 0 0
44: endstep
45: *
46: step 3 : applicazione sisma
47:   change autostrada U-KA=0.422
48:   change autostrada U-KP=1.86742
49:   change autostrada D-KA=0.422
50:   change autostrada D-KP=1.86742
51:   dload constant RightWall -2 -3.09003 0 -3.09003
52:   setwall RightWall
53:   geom 0 -2
54:   surcharge 0 -2 0 0
55: endstep
56: *
57: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER autostrada

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	0.0000	m
quota inferiore	=	-0.10000E+31	m
peso fuori falda	=	18.000	kN/m³
peso efficace in falda	=	12.000	kN/m³
peso dell'acqua	=	10.000	kN/m³
angolo di attrito	=	24.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.35800	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.3880	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.59326	
esponente di OCR	=	0.50000	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	23600.	kPa
modulo el. scarico/ricarico	=	37760.	kPa
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	24.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.35800	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.3880	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER autostrada

coeff. spinta attiva ka	= 0.42200	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 1.8674	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.42200	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 1.8674	(A VALLE)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL RightWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	= -8.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -6.0000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kPa
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL RightWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.0000	m
quota della falda	= -8.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m
quota di taglio	= 0.0000	m

PARATIE 6.21 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 6
 22 NOVEMBRE 2006 18:50:28
 History 0 - piazzolaPMV - condizione 3 sismica

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

quota di equil. pressioni dell'acqua	= 0.0000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	

angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kPa
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kPa
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.0000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	-2.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	0.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kPa
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

Wood top pressure elev. = 0.0000 m

RIASSUNTO ELEMENTI

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
DHRight	RightWall	0.	-6.000	DOWNHILL	0.
UHRight	RightWall	0.	-6.000	UPHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
beam	RightWall	0.	-6.000	_	0.1381

RIASSUNTO DATI VARI

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	3.6E+007

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Righ	3	3	-2.0000	-3.0900	0.0000	-3.0900

UNITS FOR Z1 , Z2 =m

UNITS FOR P1 , P2 =kPa

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	6	SI
3	8	SI

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO
(LE SPINTE SONO CALCOLATE INTEGRANDO GLI SFORZI NEI SINGOLI ELEMENTI MOLLA)

SPINTA EFFICACE VERA = Integrale delle pressioni orizzontali efficaci in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m

SPINTA ACQUA = Integrale delle pressioni interstiziali in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m

SPINTA TOTALE VERA = Somma della SPINTA EFFICACE e della SPINTA DELL'ACQUA: e' l' azione totale sulla parete: unita' di misura kN/m

SPINTA ATTIVA POSSIBILE = La minima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m

SPINTA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m

RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilitata;

SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuale: indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilitata;

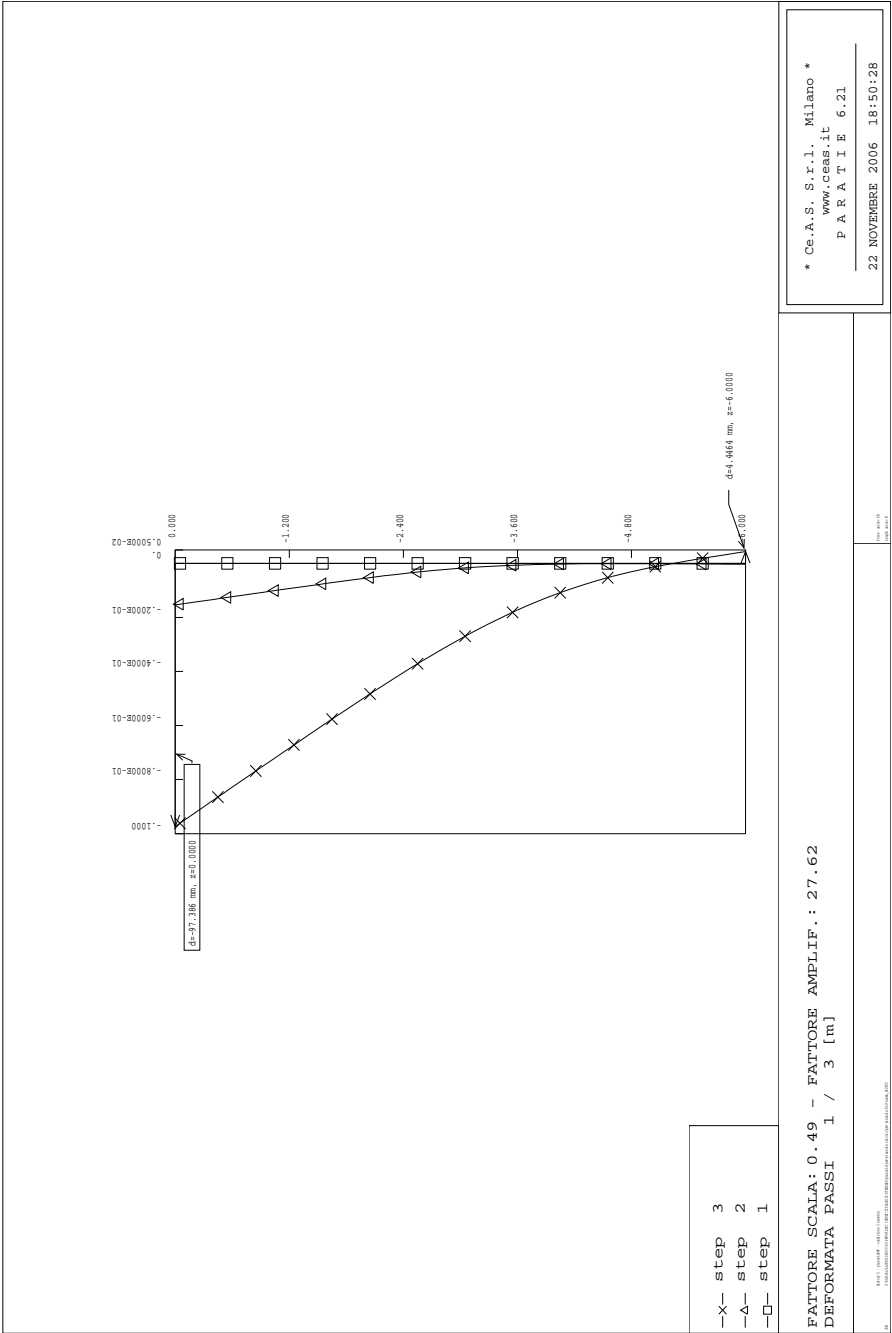
RAPPORTO VERA/ATTIVA = e' il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile: fornisce un'indicazione di quanto questa porzione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

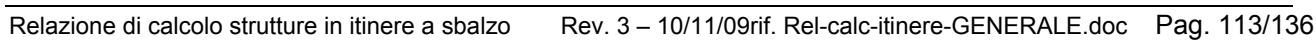
FASE	1	GRUPPO -->	DHri	UHri
SPINTA EFFICACE VERA			192.22	192.22
SPINTA ACQUA			0.	0.
SPINTA TOTALE VERA			192.22	192.22
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)			115.99	115.99
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)			1097.7	1097.7
RAPPORTO PASSIVA/VERA			5.7108	5.7108
SPINTA PASSIVA MOBILITATA			18.%	18.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA			1.6572	1.6572

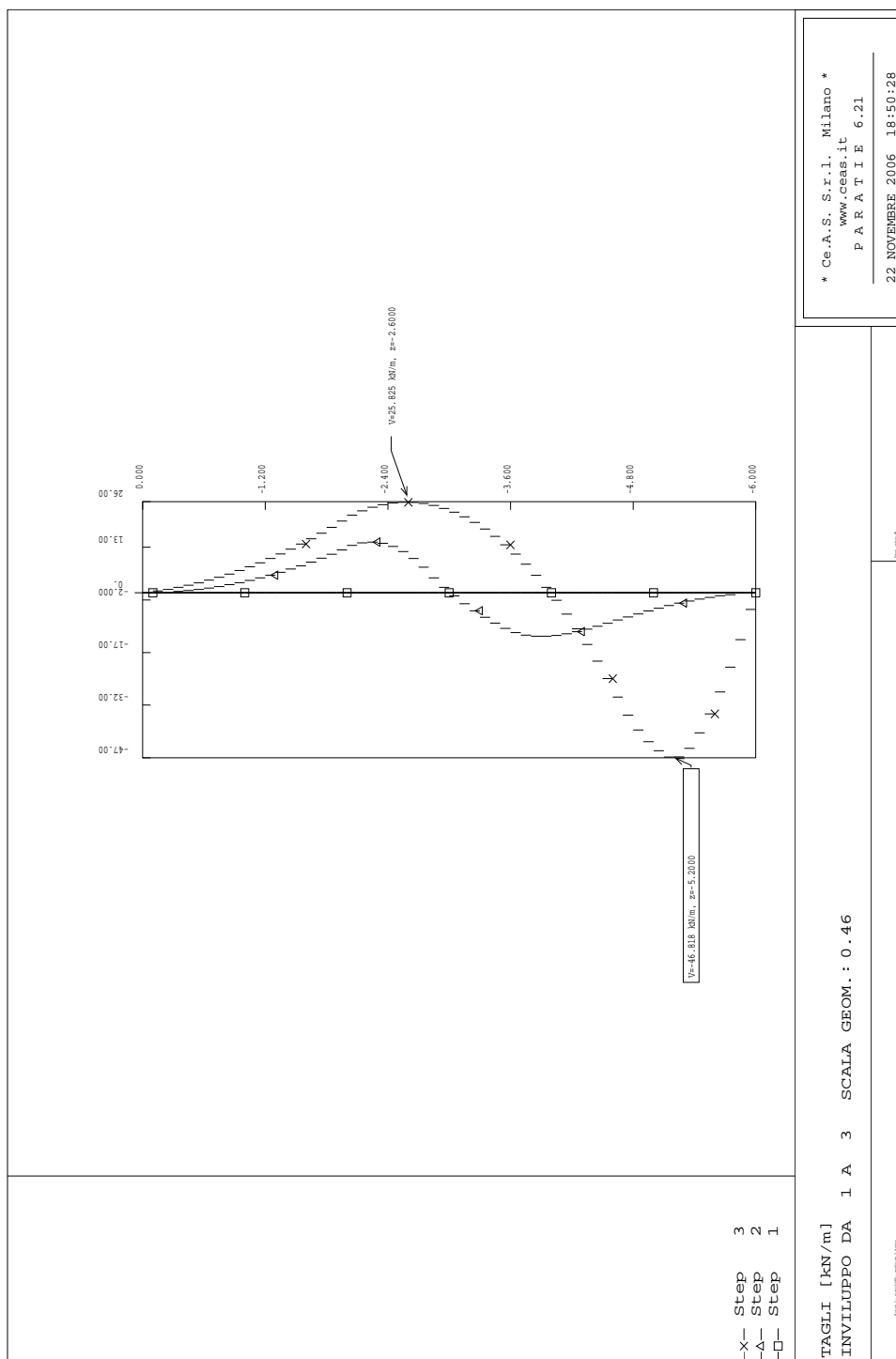
PARATIE 6.21 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 26
 22 NOVEMBRE 2006 18:50:28
 History 0 - piazzolaPMV - condizione 3 sismica

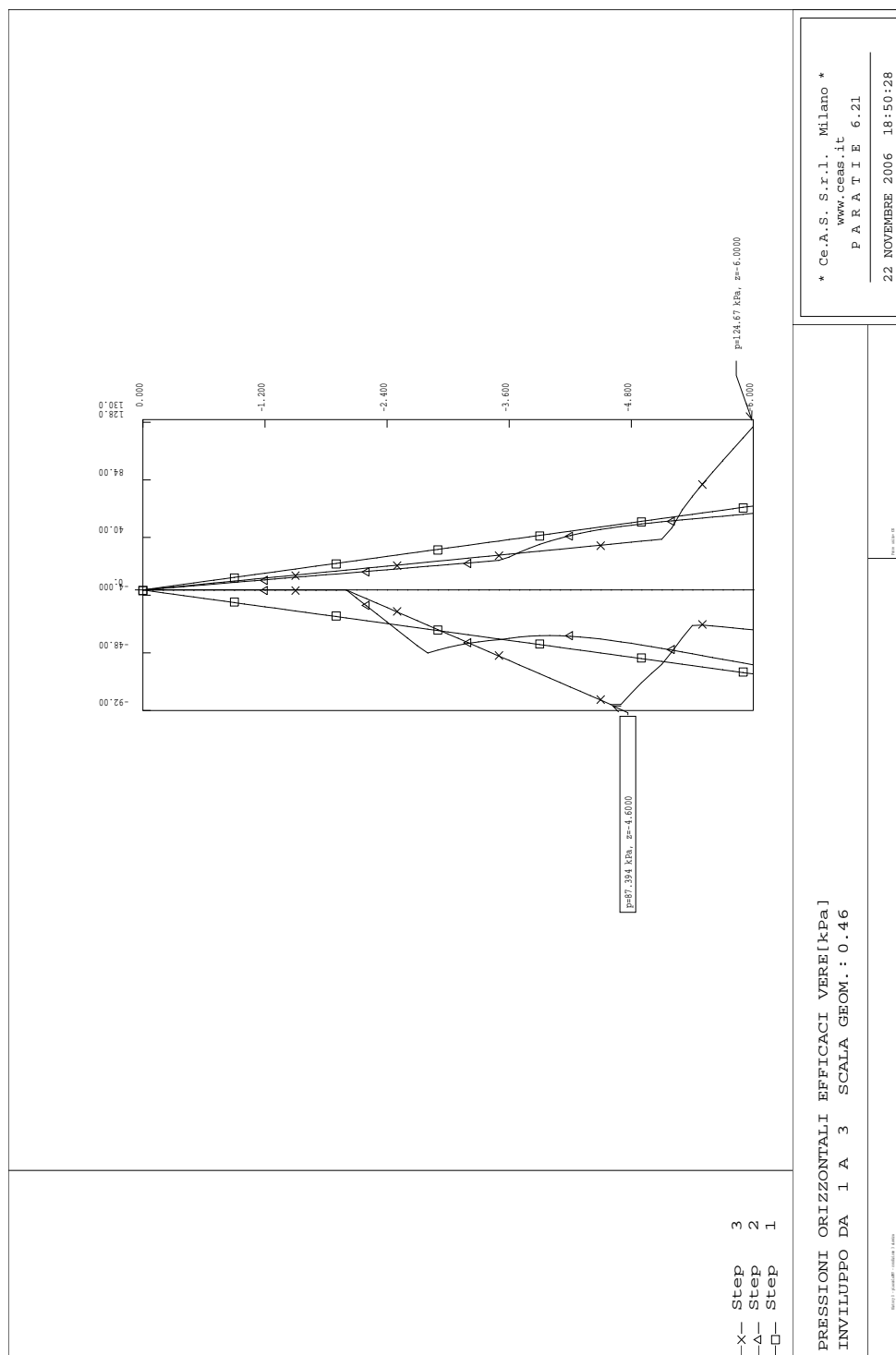
FASE	2	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
SPINTA EFFICACE VERA			154.85	154.85
SPINTA ACQUA			0.	0.
SPINTA TOTALE VERA			154.85	154.85
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)			51.552	115.99
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)			487.87	1097.7
RAPPORTO PASSIVA/VERA			3.1505	7.0887
SPINTA PASSIVA MOBILITATA			32.%	14.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA			3.0039	1.3350

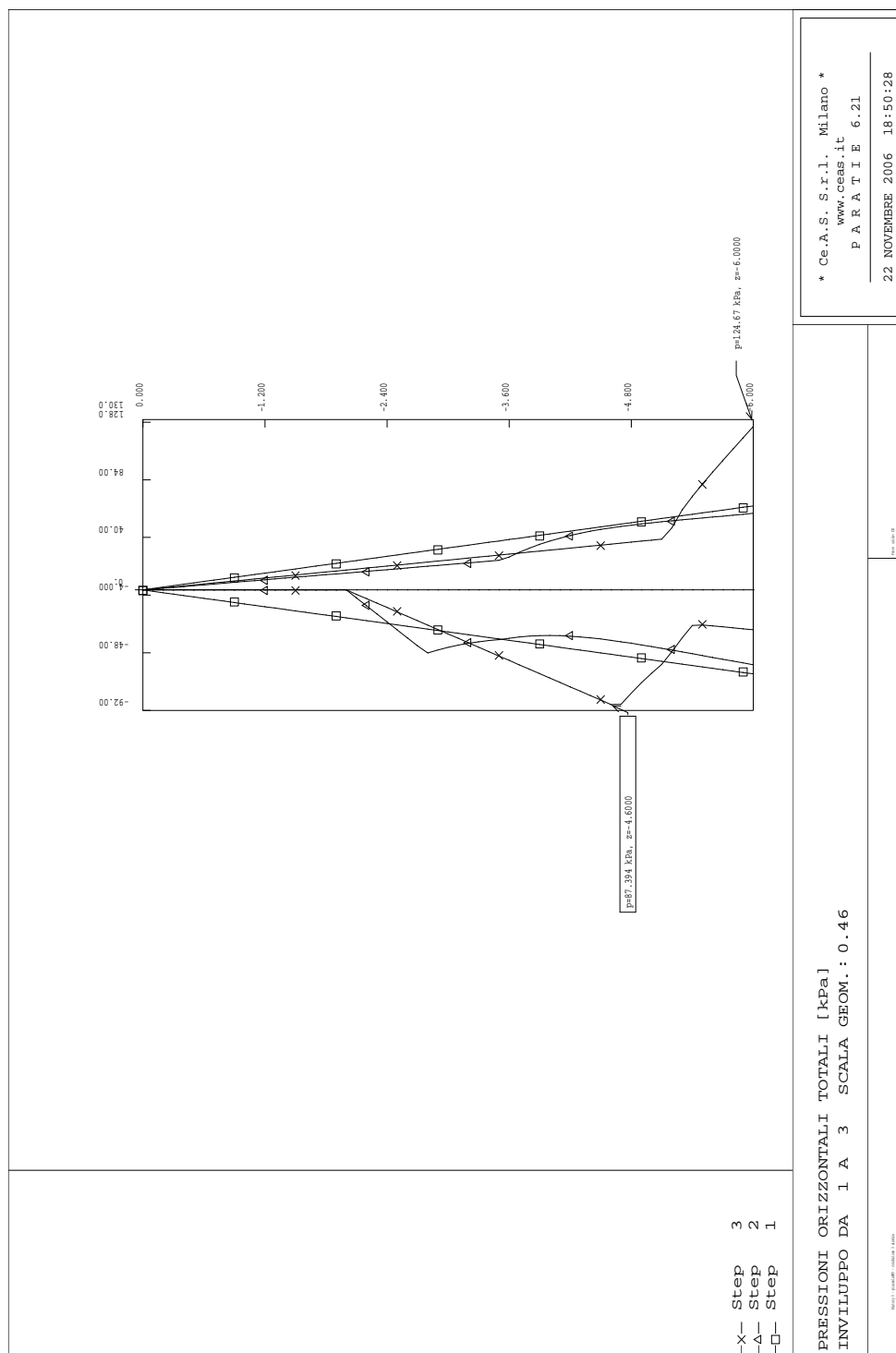
FASE	3	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
SPINTA EFFICACE VERA			180.39	174.21
SPINTA ACQUA			0.	0.
SPINTA TOTALE VERA			180.39	174.21
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)			60.768	136.73
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)			268.91	605.04
RAPPORTO PASSIVA/VERA			1.4907	3.4731
SPINTA PASSIVA MOBILITATA			67.%	29.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA			2.9684	1.2741











3.1.3 Conclusioni

L'armatura calcolata solo nelle sezioni più sollecitate verrà assegnata a tutto il micropalo. Il cordolo in testa ai micropali dovrà collegarli tutti. La parte fuori terra della paratia sarà completata con un getto di calcestruzzo atto ad inglobare i tubolari che fuoriescono formando una parete in c.a.; Le staffe del cordolo saranno chiuse ed il cordolo sarà armato con barre longitudinali $\Phi 14$ correnti. Le reti di armatura sulle facce del paramento interno ed esterno del muro saranno collegate da spille $\Phi 8$ (6 per ogni m2 di parete).

Le reti, grazie alle barre poste anche in direzione trasversale a quelle secondo cui agiscono le sollecitazioni, garantiscono il comportamento bidimensionale ed agevolano la collaborazione tra parti strutturali, e contrastano lesioni locali per fenomeni di ritiro o di deformazioni per variazioni di temperatura. In sintesi le massime deformazioni e sollecitazioni di flessione e taglio previste sono riportate nel seguente prospetto:

	<i>spostamento in testa</i> (mm)	<i>Momento max</i> (KNm/m)	<i>Taglio max</i> (KN/m)
Cond. 1(sle)	23.77	27.17	18.5
Cond. 2 (slu)	28.6	31.5	20.5
Cond. 3 (sisma)	97.3	54.8	46.8

Le caratteristiche (fi 127/5) del tubolare sono le seguenti:

A = 19.16 cmq; W = 56.24 cm3;

SLE - TA:

Lo stato tensionale viene valutato in analogia con metodo alle tensioni ammissibili;

lo stato limite di deformazione (23.77mm) risulta inferiore ai valori massimi imposti in premessa: $23.77/6000 = 0.4\% < 1\%$;

Si considera il tubolare in acciaio Fe 430 con $f_{yk} = 2650$ kg/cmq; allo sle, con metodo semplificato, $f_d = f_{yk} / 1.5 = 1766$ kg/cmq;

La massima tensione nell'acciaio, considerando il solo tubolare è pari a:

$\sigma_{id} = \text{radq}(s^2 + 3t^2) = \text{radq}(16062 + 3 \cdot 32.22) = 1607$ kg/cmq < 1766 kg/cmq.

SLU:

In questo caso si considera la sezione acciaio-calcestruzzo assimilandola ad una sezione circolare di diametro 18cm, armata con armatura diffusa di area pari all'area del tubolare.

Il momento ultimo plastico della sezione è pari a 29,1 KNm, con $\varepsilon_c=3,5$ per mille e $\varepsilon_a = 3,1$ per mille. Il momento esterno sulla sezione è pari a 54 KNm/m, ovvero su un solo palo Mest= 18 KNm (sono previsti 3 pali/m). Nel caso del sisma, trattandosi di stato limite ultimo, sono tollerate deformazioni massime pari all'1,6%.

Gli aspetti strutturali della paratia risultano in tutti i casi verificati.

Da un punto di vista geotecnica, per la condizione 1 e 2, si è valutato il coefficiente di sicurezza imponendo un valore di $K_p^* = K_p/1.5$; la paratia risulta ancora verificata con $\delta=36\text{mm}$, $M_{\max} = 34 \text{ KNm/m}$ e $s_{\max} = 2074 \text{ kg/cmq}$.

3.2 Scala d'accesso

La scala di servizio per l'accesso alla struttura dei PMV a sbalzo è stata progettata nel rispetto della vigente normativa in materia di scale a pioli (DPR 547/55).

In particolare riguardo alla gabbia di protezione si fa riferimento all'articolo 17 "Le scale a pioli di altezza superiore a m. 5, fissate su pareti o incastellature verticali o aventi una inclinazione superiore a 75 gradi, devono essere provviste, a partire da m. 2,50 dal pavimento o dai ripiani, di una solida gabbia metallica di protezione avente maglie o aperture di ampiezza tale da impedire la caduta accidentale della persona verso l'esterno." Nella struttura in oggetto la funzione di protezione nei confronti della caduta accidentale verso l'esterno è assolta dalla struttura portante stessa della colonna, che ospita la scala a pioli al suo interno.

La configurazione della scala inoltre rispetta a pieno tutti i limiti geometrici imposti dalla norma allo stesso art. 17.

3.3 Barriere di sicurezza

La struttura è completata da una protezione con barriera di sicurezza omologata da installare sul ciglio stradale al fine di proteggere il veicolo in svio dall'urto con il ritto. Tale protezione è progettata appositamente ai sensi della vigente normativa sulle barriere di sicurezza (DM agosto/04) secondo i criteri descritti in apposita relazione (a cui si rinvia per maggiori dettagli). Ai fini della presente relazione preme evidenziare che la barriera è in parte ancorata al plinto di fondazione ed in parte ad un cordolo in c.a. che si estende a monte e a valle del plinto stesso. Tale cordolo, di dimensioni 70x120cm, è funzionale esclusivamente al supporto della barriera e non ha effetti sulla statica della struttura metallica.

La barriera installata è del tipo bordo-ponte, di classe H3 ed è installata ad una distanza predefinita dal ritto in modo tale che la barriera si possa deformare liberamente in caso di urto, senza interferire con la struttura. La barriera prosegue poi su terra, collegandosi alle eventuali barriere esistenti.

4 APPENDICE

4.1 Tabulati file di input – statico (Lusas)

NOTA: per ragioni di spazio si riporta il file di input di lusas (.dat) in versione ridotta, con l'omissione di dati di tabulato ("omissis"). La versione integrale del file può essere richiesta al Responsabile dell'ufficio PCM, Spea Ingegneria Europea S.p.A.

C Version 13.8-1 Date 30-03-07 Time 14:12

PROBLEM TITLE LUSAS1

OPTION 2 48 61 117 118 123 146 157 235 250 ...

253 259 278 319 324 350 380 386

UNITS kN m t s C

BTS3 ELEMENT TOPOLOGY

33 122 124 7198
 34 124 125 7199
 35 125 126 7200
 36 126 123 7201
 37 139 140 7206
 38 140 141 7207
 39 141 142 7208
 40 142 131 7209
 93 307 308 7210
 94 308 309 7211
 95 309 310 7212
 96 310 299 7213
 177 131 571 7226
 178 571 572 7227
 179 572 573 7228
 180 573 563 7229
 181 123 578 7218
 182 578 579 7219
 183 579 580 7220
 184 580 562 7221
 237 299 722 7222
 238 722 723 7223
 239 723 724 7224
 240 724 714 7225
 321 563 963 7242
 322 963 964 7243
 323 964 965 7244
 324 965 955 7245
 325 562 970 7234
 326 970 971 7235
 327 971 972 7236
 328 972 954 7237
 381 714 1114 7238
 382 1114 1115 7239

383 1115 1116 7240

384 1116 1106 7241

465 955 1355 7258

466 1355 1356 7259

467 1356 1357 7260

468 1357 1347 7261

469 954 1362 7250

470 1362 1363 7251

471 1363 1364 7252

472 1364 1346 7253

489 1010 1410 7246

490 1410 1411 7247

491 1411 1412 7248

492 1412 1402 7249

525 1106 1506 7254

(omissis)

3868 10189 6765 10197

QTS4 ELEMENT TOPOLOGY

1 2 5 33 28
2 5 4 36 33
3 4 3 39 36
4 3 1 13 39
5 28 33 34 27
6 33 36 37 34
7 36 39 40 37
8 39 13 12 40
9 27 34 35 26
10 34 37 38 35
11 37 40 41 38
12 40 12 11 41
13 26 35 21 18
14 35 38 20 21
15 38 41 19 20
16 41 11 10 19
17 2 69 89 28
18 69 68 92 89
19 68 67 95 92
20 67 66 77 95
21 28 89 90 27
22 89 92 93 90
23 92 95 96 93
24 95 77 76 96
25 27 90 91 26
26 90 93 94 91
27 93 96 97 94
28 96 76 75 97
29 26 91 84 18
30 91 94 83 84
31 94 97 82 83
32 97 75 74 82
41 122 124 154 149
42 124 125 157 154

43 125 126 160 157
 44 126 123 132 160
 45 149 154 155 148
 46 154 157 158 155
 47 157 160 161 158
 48 160 132 133 161
 49 148 155 156 147
 50 155 158 159 156
 51 158 161 162 159
 52 161 133 134 162
 53 147 156 140 139
 54 156 159 141 140
 55 159 162 142 141
 56 162 134 131 142
 77 122 124 266 259
 78 124 125 269 266
 79 125 126 272 269
 80 126 123 244 272
 81 259 266 267 260
 82 266 269 270 267
 83 269 272 273 270
 84 272 244 245 273
 85 260 267 268 261
 86 267 270 271 268
 87 270 273 274 271
 88 273 245 246 274
 89 261 268 252 251
 90 268 271 253 252
 91 271 274 254 253
 92 274 246 243 254
 97 251 252 322 317
 98 252 253 325 322
 99 253 254 328 325
 100 254 243 300 328

(omissis)

3852 10125 4792 4782 10110

SOLUTION ORDER AUTOMATIC 4

NODE COORDINATES

1 -3.00000000000000E-01 6.00000000000000E-01 0.00000000000000E+00
 2 -5.00000000000000E-01 6.00000000000000E-01 -6.50000000000000E-01
 3 -3.50000000000000E-01 6.00000000000000E-01 -1.62500000000000E-01
 4 -4.00000000000000E-01 6.00000000000000E-01 -3.25000000000000E-01
 5 -4.50000000000000E-01 6.00000000000000E-01 -4.87500000000000E-01
 10 -3.00000000000000E-01 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00
 11 -3.00000000000000E-01 1.50000000000000E-01 0.00000000000000E+00
 12 -3.00000000000000E-01 3.00000000000000E-01 0.00000000000000E+00
 13 -3.00000000000000E-01 4.50000000000000E-01 0.00000000000000E+00
 18 -5.00000000000000E-01 0.00000000000000E+00 -6.50000000000000E-01
 19 -3.50000000000000E-01 0.00000000000000E+00 -1.62500000000000E-01
 20 -4.00000000000000E-01 0.00000000000000E+00 -3.25000000000000E-01

(omissis)

10197 -6.88733471206734E-01 7.61376180628090E+00 0.00000000000000E+00

QTS4 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE Irrigidimenti_s=1
 7 0.00000000000000E+00 1.00000000000000E-02 1.00000000000000E-02 ...
 1.00000000000000E-02 1.00000000000000E-02

BTS3 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE Q_220 (m)
 15 7.97080000000000E-03 6.18800000000000E-05 6.18800000000000E-05 ...
 9.50592000000000E-05 4.40000000000000E-03 4.40000000000000E-03 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

BTS3 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE Q_220 (m) beta=45
 16 7.97080000000000E-03 6.18800000000000E-05 6.18800000000000E-05 ...
 9.50592000000000E-05 4.40000000000000E-03 4.40000000000000E-03 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

BTS3 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE D_80(pieno) (m)
 25 5.02655000000000E-03 2.01062000000000E-06 2.01062000000000E-06 ...
 4.02124000000000E-06 4.52389000000000E-03 4.52389000000000E-03 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

BTS3 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE D_193.7(s=7) (m)
 27 4.10575000000000E-03 1.79143000000000E-05 1.79143000000000E-05 ...
 3.58287000000000E-05 2.05287000000000E-03 2.05287000000000E-03 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

BTS3 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE D_55(pieno) (m)
 28 2.37583000000000E-03 4.49180000000000E-07 4.49180000000000E-07 ...
 8.98361000000000E-07 2.13825000000000E-03 2.13825000000000E-03 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

BTS3 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE IPE500 (m)
 31 1.34000000000000E-02 2.67000000000000E-05 6.71000000000000E-04 ...
 4.96000000000000E-07 1.05000000000000E-02 1.05000000000000E-02 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

BTS3 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE Piatto_di_contrasto
 32 8.25000000000000E-03 5.20000000000000E-07 6.19000000000000E-09 ...
 2.89000000000000E-09 3.45000000000000E-03 3.45000000000000E-03 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

BTS3 GEOMETRIC PROPERTIES TITLE Traversi (m)
 34 2.25000000000000E-03 4.22000000000000E-06 4.22000000000000E-07 ...
 2.13000000000000E-09 1.25000000000000E-03 1.25000000000000E-03 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 ...
 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

GEOMETRIC ASSIGNMENTS

```
C
C LusasM Dataset      7 Has Title Irrigidimenti_s=1
  1   32   1   7   7
C
C LusasM Dataset      15 Has Title Q_220 (m)
  33   40   1   15   15
C
(omissis)
C LusasM Dataset      7 Has Title Irrigidimenti_s=1
  41   56   1   7   7
C LusasM Dataset      25 Has Title D_80(pieno) (m)
 3805  3812   1   25   25
C
C LusasM Dataset      27 Has Title D_193.7(s=7) (m)
 3813  3816   1   27   27
C
C LusasM Dataset      7 Has Title Irrigidimenti_s=1
 3817  3832   1   7   7
C
C LusasM Dataset      27 Has Title D_193.7(s=7) (m)
 3833  3836   1   27   27
C
C LusasM Dataset      7 Has Title Irrigidimenti_s=1
 3837  3852   1   7   7
C
C LusasM Dataset      25 Has Title D_80(pieno) (m)
 3853  3868   1   25   25
MATERIAL PROPERTIES
  4  2.090000000000000E+08  3.000000000000000E-01  7.800000000000000E+00 ...
  1.100000000000000E-05  0.000000000000000E+00  0.000000000000000E+00 ...
  0.000000000000000E+00
MATERIAL ASSIGNMENTS
C
C LusasM Dataset      4 Has Title 4
  33   36   1   4   0   0   0   0   4   0   0   0
C
C LusasM Dataset      4 Has Title 4
 3645  3648   1   4   0   0   0   0   4   0   0   0
(omissis)
C
C LusasM Dataset      4 Has Title 4
 3809  3812   1   4   0   0   0   0   4   0   0   0
C
C LusasM Dataset      4 Has Title 4
 3853  3868   1   4   0   0   0   0   4   0   0   0
NODAL FREEDOMS
  122  139   17   6
  195  307   112   6
  3826 3922   96   6
  7154 10065 2911   6
 10109   0   0   6
FREEDOM TEMPLATE
```

U V W THX THY THZ

SUPPORT NODES

122 139 17 R R R R R R

195 307 112 R R R R R R

3826 3922 96 R R R R R R

LOAD CASE 1 TITLE SelfWeight

CBF

1 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

2 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

3 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

4 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

5 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

6 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

7 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

8 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

9 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

10 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

11 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

(omissis)

3867 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

3868 0 0 0.000000000000E+00 -1.079000000000E+01

CL

2483 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -6.6992187500000E-03 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

2660 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -6.6992187500000E-03 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

6236 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -6.6992187499998E-03 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

(omissis)

9674 0 0 0.000000000000E+00 -8.125000000000E-02 0.000000000000E+00 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

LOAD CASE 3 TITLE WindZ -

CL

7154 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -5.300000000000E+00 ...

-5.300000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

10065 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -2.030000000000E+01 ...

-2.030000000000E+01 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

10109 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -1.500000000000E+01 ...

-1.500000000000E+01 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

CL

1 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -4.01820827786356E-02 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

2 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -2.93813015286355E-02 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

(omissis)

10189 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 -3.37211150468071E-02 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

LOAD CASE 4 TITLE Snow

CL

2299 0 0 0.000000000000E+00 -3.656250000000E-02 0.000000000000E+00 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

2347 0 0 0.000000000000E+00 -7.312500000000E-02 0.000000000000E+00 ...

0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 2395 0 0 0.000000000000E+00 -3.656250000000E-02 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 4709 0 0 0.000000000000E+00 -2.559375000000E-01 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

(omissis)

10112 0 0 0.000000000000E+00 -2.925000000000E-01 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

LOAD CASE 5 TITLE Accidentals

CL

2195 0 0 0.000000000000E+00 -2.640625000000E-02 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 2196 0 0 0.000000000000E+00 -6.906250000000E-02 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 2251 0 0 0.000000000000E+00 -2.640625000000E-02 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

(omissis)

10110 0 0 0.000000000000E+00 -9.750000000001E-02 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 10112 0 0 0.000000000000E+00 -9.749999999999E-02 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

LOAD CASE 6 TITLE WindX+

CL

1 0 0 2.93813015286355E-02 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 2 0 0 5.87626030572711E-02 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 3 0 0 5.87626030572711E-02 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 4 0 0 5.87626030572711E-02 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 5 0 0 5.87626030572711E-02 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

(omissis)

8787 0 0 -7.28953810077541E-02 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

LOAD CASE 8 TITLE WindZ +

CL

7154 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 5.300000000000E+00 ...
 5.300000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 10065 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 2.030000000000E+01 ...
 2.030000000000E+01 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 10109 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 1.500000000000E+01 ...
 1.500000000000E+01 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

CL

2 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 2.93813015286355E-02 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00
 18 0 0 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 1.11574562766970E-02 ...
 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00 0.000000000000E+00

26 0 0 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 2.23149125533941E-02 ...
0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00
27 0 0 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 2.23149125533941E-02 ...
0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00
28 0 0 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 2.23149125533941E-02 ...
0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00
(omissis)
0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00
10178 0 0 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 3.37211150468071E-02 ...
0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00 0.00000000000000E+00

ELEMENT OUTPUT

1 3868 1 0

NODE OUTPUT

1 10197 1 0

PLOT FILE

END

4.2 Tabulati file di input – modale (Lusas)

NOTA: per ragioni di spazio si riporta il file di input di lusas (.dat) in versione ridotta, con l'omissione di dati di tabulato ("omissis"). La versione integrale del file può essere richiesta al Responsabile dell'ufficio PCM, Spea Ingegneria Europea S.p.A.; si riportano le differenze rispetto al file di input statico.

C Version 13.8-1 Date 21-02-07 Time 14:54

PROBLEM TITLE LUSAS1

OPTION 2 48 61 117 118 123 146 157 235 250 ...

253 259 278 319 324 350 380 386

UNITS kN m t s C

(omissis)

NODAL FREEDOMS

122 139 17 6

195 307 112 6

3826 3922 96 6

FREEDOM TEMPLATE

U V W THX THY THZ

SUPPORT NODES

122 139 17 R R R R R R

195 307 112 R R R R R R

3826 3922 96 R R R R R R

ELEMENT OUTPUT

1 4456 1 0

NODE OUTPUT

1 11641 1 0

EIGENVALUE CONTROL

CONSTA 30 0 0.0000000E+00 1 1 0 0 0

CONVER 0.1000000E-03 30

MODAL_DAMPING CONTROL STRUCTURAL

CONSTANTS 0.5000000E-01

END

4.3 Tabulati file di input – spettrale X,Y (Lusas)

NOTA: per ragioni di spazio si riporta il file di input di lusas (.dat) in versione ridotta, con l'omissione di dati di tabulato ("omissis"). La versione integrale del file può essere richiesta al Responsabile dell'ufficio PCM, Spea Ingegneria Europea S.p.A.; si riportano le differenze rispetto al file di input statico.

```
C Version 13.8-1   Date 21-02-07 Time 14:54
PROBLEM TITLE LUSAS1
OPTION   2  48  61 117 118 123 146 157 235 250 ...
        253 259 278 319 324 350 380 386
UNITS kN          m          t          s          C
NODAL FREEDOMS
    122   139    17     6
    195   307   112     6
    3826  3922    96     6
FREEDOM TEMPLATE
  U  V  W  THX  THY  THZ
SUPPORT NODES
    122   139    17  R R R R R R
    195   307   112  R R R R R R
    3826  3922    96  R R R R R R
ELEMENT OUTPUT
1  4456   1   0
NODE OUTPUT
1 11641   1   0
EIGENVALUE CONTROL
CONSTA    30    0 0.0000000E+00    1    1    0    0    0
CONVER 0.1000000E-03    30
MODAL_DAMPING CONTROL STRUCTURAL
CONSTANTS 0.5000000E-01
LOAD CASE 1 TITLE SPETTRO_X
SPECTRAL CONTROL
CONSTANTS 3 1
EXCITATION 1.0 0.0 0.0
SPECTRAL CURVE 101 6
0      4,635225
0,05   5,287053516
0,1    5,938882031
0,15   6,590710547
0,2    7,242539063
0,25   7,242539063
0,3    7,242539063
0,35   7,242539063
0,4    7,242539063
0,45   7,242539063
0,5    7,242539063
0,55   7,242539063
0,6    7,242539063
0,65   7,242539063
0,7    7,242539063
0,75   7,242539063
```

0,8	7,242539063
0,85	6,816507353
0,9	6,4378125
0,95	6,098980263
1	5,79403125
1,05	5,518125
1,1	5,267301136
1,15	5,038288043
1,2	4,828359375
1,25	4,635225
1,3	4,456947115
1,35	4,291875
1,4	4,13859375
1,45	3,995883621
1,5	3,8626875
1,55	3,738084677
1,6	3,621269531
1,65	3,511534091
1,7	3,408253676
1,75	3,310875
1,8	3,21890625
1,85	3,131908784
1,9	3,049490132
1,95	2,971298077
2	2,897015625
2,05	2,757421178
2,1	2,627678571
2,15	2,506882098
2,2	2,394227789
2,25	2,289
2,3	2,190560019
2,35	2,098336351
2,4	2,011816406
2,45	1,930539359
2,5	1,85409
2,55	1,782093426
2,6	1,714210429
2,65	1,650133499
2,7	1,589583333
2,75	1,532305785
2,8	1,478069196
2,85	1,42666205
2,9	1,377890904
2,95	1,331578569
3	1,2875625
3,05	1,245693362
3,1	1,205833767
3,15	1,167857143
3,2	1,131646729
3,25	1,097094675
3,3	1,06410124
3,35	1,03257407

3,4	1,002427552
3,45	0,973582231
3,5	0,945964286
3,55	0,919505059
3,6	0,894140625
3,65	0,869811409
3,7	0,846461833
3,75	0,82404
3,8	0,802497403
3,85	0,781788666
3,9	0,761871302
3,95	0,742705496
4	0,724253906
4,05	0,706481481
4,1	0,689355294
4,15	0,67284439
4,2	0,656919643
4,25	0,641553633
4,3	0,626720525
4,35	0,612395957
4,4	0,598556947
4,45	0,585181795
4,5	0,57225
4,55	0,559742181
4,6	0,547640005
4,65	0,535926119
4,7	0,524584088
4,75	0,513598338
4,8	0,502954102
4,85	0,492637368
4,9	0,48263484
4,95	0,472933884
5	0,4635225

PLOT FILE

END

END

4.4 Tabulati file di input – spettrale Z (Lusas)

NOTA: per ragioni di spazio si riporta il file di input di lusas (.dat) in versione ridotta, con l'omissione di dati di tabulato ("omissis"), La versione integrale del file può essere richiesta al Responsabile dell'ufficio PCM, Spea Ingegneria Europea S.p.A.; si riportano le differenze rispetto al file di input statico,

C Version 13,8-1 Date 21-02-07 Time 14:54

PROBLEM TITLE LUSAS1

OPTION 2 48 61 117 118 123 146 157 235 250 ,,,
253 259 278 319 324 350 380 386

UNITS kN m t s C

NODAL FREEDOMS

122 139 17 6
195 307 112 6
3826 3922 96 6

FREEDOM TEMPLATE

U V W THX THY THZ

SUPPORT NODES

122 139 17 R R R R R R
195 307 112 R R R R R R
3826 3922 96 R R R R R R

ELEMENT OUTPUT

1 4456 1 0

NODE OUTPUT

1 11641 1 0

EIGENVALUE CONTROL

CONSTA 30 0 0,0000000E+00 1 1 0 0 0

CONVER 0,1000000E-03 30

MODAL_DAMPING CONTROL STRUCTURAL

CONSTANTS 0,5000000E-01

LOAD CASE 1 TITLE SPETTRO_Z

SPECTRAL CONTROL

CONSTANTS 3 1

EXCITATION 0,0 0,0 1,0

SPECTRAL CURVE 101 6

0 4,1717025
0,05 5,214628125
0,1 6,25755375
0,15 7,300479375
0,2 8,343405
0,25 8,343405
0,3 8,343405
0,35 8,343405
0,4 8,343405
0,45 8,343405

0,5	8,343405
0,55	8,343405
0,6	8,343405
0,65	8,343405
0,7	8,343405
0,75	8,343405
0,8	8,343405
0,85	7,852616471
0,9	7,41636
0,95	7,026025263
1	6,674724
1,05	6,35688
1,1	6,067930909
1,15	5,804107826
1,2	5,56227
1,25	5,3397792
1,3	5,134403077
1,35	4,94424
1,4	4,76766
1,45	4,603257931
1,5	4,449816
1,55	4,306273548
1,6	4,1717025
1,65	4,045287273
1,7	3,926308235
1,75	3,814128
1,8	3,70818
1,85	3,607958919
1,9	3,513012632
1,95	3,422935385
2	3,337362
2,05	3,176549197
2,1	3,027085714
2,15	2,887928177
2,2	2,758150413
2,25	2,636928
2,3	2,523525142
2,35	2,417283477
2,4	2,3176125
2,45	2,223981341
2,5	2,13591168
2,55	2,052971626
2,6	1,974770414
2,65	1,900953791
2,7	1,8312
2,75	1,765216264

2,8	1,702735714
2,85	1,643514681
2,9	1,587330321
2,95	1,533978512
3	1,483272
3,05	1,435038753
3,1	1,389120499
3,15	1,345371429
3,2	1,303657031
3,25	1,263853065
3,3	1,225844628
3,35	1,189525329
3,4	1,15479654
3,45	1,12156673
3,5	1,089750857
3,55	1,059269827
3,6	1,03005
3,65	1,002022743
3,7	0,975124032
3,75	0,94929408
3,8	0,924477008
3,85	0,900620543
3,9	0,87767574
3,95	0,855596731
4	0,8343405
4,05	0,813866667
4,1	0,794137299
4,15	0,775116737
4,2	0,756771429
4,25	0,739069785
4,3	0,721982044
4,35	0,705480143
4,4	0,689537603
4,45	0,674129428
4,5	0,659232
4,55	0,644822992
4,6	0,630881285
4,65	0,617386889
4,7	0,604320869
4,75	0,591665285
4,8	0,579403125
4,85	0,567518248
4,9	0,555995335
4,95	0,544819835
5	0,53397792

PLOT FILE END

Roma, Novembre 2009