

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITA' INTERFERITA

RIQUALIFICA VIALE EUROPA

CAVALCAVIA VIALE EUROPA Pk 16+427

Progetto strutturale

Relazione strutturale - Struttura sostegno reti laterali

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	IN	I10	CV102	00000	R	S T R	1376	2	SCALA -

	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
							2	SETTEMBRE 2020
						3	-	
						4	-	

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---

Sommario

1	GENERALITÀ.....	4
1.1	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	4
1.2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
1.3	MATERIALI	9
1.3.1	Calcestruzzo	9
1.3.2	Acciaio per c.a.	9
1.3.3	Acciaio per carpenteria metallica e connessioni	10
1.3.4	Classe di esecuzione	11
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	12
1.5	CONVENZIONI GENERALI.....	13
1.6	NOTAZIONE TEORICA PER LA VERIFICA DELL'ANCORAGGIO SU CALCESTRUZZO	14
1.6.1	Resine per inghisaggi	14
1.6.2	Coefficienti di sicurezza.....	14
1.6.3	Verifica combinata trazione e taglio.....	15
1.6.4	Resistenza ai carichi di trazione	16
1.6.5	Resistenza ai carichi di taglio	22
1.7	VERIFICHE SPECIFICHE PER ANCORANTI PREINSERITI.....	28
1.7.1	Resistenza ai carichi di trazione	28
1.7.2	Verifiche locali.....	29
2	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	32
2.1	CARICHI CARATTERISTICI	32
2.1.1	Pesi propri e permanenti.....	32
2.1.2	Variabili.....	32
2.1.3	Urto (solo su CV viale Europa).....	32
2.1.4	Sisma.....	32
2.1.5	Vento.....	33
2.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	34
2.3	SOLLECITAZIONI AGENTI	34
3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	35
3.1	DEFORMABILITÀ	35
3.1.1	Spostamento orizzontale massimo	35
3.1.2	Spostamento verticale massimo	36
3.2	CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO	37
3.3	MONTANTE	37
3.3.1	Sollecitazioni	37
3.3.2	Verifica	37
3.4	TRAVERSA	38
3.4.1	Sollecitazioni	38
3.4.2	Verifica	38
3.5	PIASTRA METALLICA DI ANCORAGGIO SU CORDOLO	39
3.5.1	Sollecitazioni	39
3.5.2	Verifica piastra e tirafondo	39
3.6	VERIFICA ANCORAGGIO SU NUOVO CORDOLO	41
3.6.1	Dati di input	41
3.6.2	Riassunto verifiche	42
3.6.3	Verifiche estese	42
3.7	SBALZO SOLETTA.....	51
3.7.1	Sollecitazioni	51

3.7.2	<i>Sezione resistente</i>	52
3.7.3	<i>Pressoflessione SLU</i>	52
3.7.4	<i>Taglio SLU</i>	53
3.7.5	<i>SLE</i>	53

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1 - SEZIONE TRASVERSALE DELLO SBALZO ESISTENTE	5
FIGURA 1-2 - ARMATURA SOLETTA ESISTENTE.....	5
FIGURA 1-3 - PROGETTO ARCHITETTONICO DELLA RETE DI PROTEZIONE	6
FIGURA 1-4 - SCHEMA PROGETTO STRUTTURALE.....	7
FIGURA 1-5 - PIASTRA DI ANCORAGGIO.....	7
TABELLA 1-1 - DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI CONSEGUENZE: (CC CONSEGUENZE CLASS)	11
TABELLA 1-2 - DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI SERVIZIO: (SC SERVICE CATEGORIES)	11
TABELLA 1-3 - DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI PRODUZIONE: (PC PRODUCTION CATEGORIES)	12
TABELLA 1-4 - DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI ESECUZIONE: (EXC EXECUTION CLASSES)	12
FIGURA 1-6 PROSPETTO 4.1-VALORI RACCOMANDATI DI COEFFICIENTI PARZIALI	14
FIGURA 1-7PROSPETTO 7.1.....	16
TABELLA 2-1 - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE AGLI STATI LIMITE	34

1 GENERALITÀ

La presente relazione riguarda la progettazione e le verifiche strutturali della struttura di sostegno delle reti di protezione laterale previste nella riqualifica del cavalcavia di viale Europa a Bologna nell'ambito del progetto di potenziamento del sistema autostradale e tangenziale Autostrada A14: Bologna – Bari – Taranto.

1.1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura in oggetto viene predisposta come sostegno delle reti di protezione a lato del cavalcavia di viale Europa.

La presenza di una barriera di contenimento bordo ponte di tipo New Jersey a lato dell'impalcato, impone di creare un marciapiede di servizio laterale che garantisca la deflessione massima della barriera pari a 1.70 m da ciglio strada.

Le reti di protezione non presentano caratteristiche standard e vedono impiegata esternamente una struttura tridimensionale generata da una rete metallica in lamiera mantenuta in posizione e sostenuta da appositi dispositivi non oggetto della presente relazione.

Dal lato interno è altresì prevista una rete di protezione verticale a lato del marciapiede di servizio.

L'altezza totale delle reti di protezione architettonica è pari a 4.00 m di cui circa 2.00 m in elevazione rispetto al piano del marciapiede esistente.

La struttura di sostegno è costituita da uno sbalzo in acciaio realizzato con un profilato IPE300 sul quale sarà poggiato il grigliato di calpestio del marciapiedi di servizio e con all'estremità il montante di sostegno della rete realizzato con un profilato HEB180.

Il sostegno sopra descritto sarà disposto con interasse longitudinale pari a 4.00 m sul bordo dell'intero viadotto su entrambi i lati.

La struttura metallica sarà vincolata al cordolo di sostegno laterale dell'impalcato mediante tirafondi filettati pre-inseriti con rosetta di contrasto.

Il cordolo di sostegno in c.a. sarà realizzato mediante la demolizione degli elementi marginali in c.a. del cavalcavia esistente, la demolizione parziale della parte terminale della soletta esistente con mantenimento delle armature esistenti e il posizionamento delle barre di ancoraggio con rosetta di contrasto.

Tale intervento prevede di rimuovere la cunetta idraulica prefabbricata attualmente presente sul cavalcavia in modo da sfruttare una zona di ancoraggio maggiore per il nuovo cordolo. Tale prescrizione comporta la sistemazione dell'idraulica di piattaforma mediante un apposito sistema di deflusso delle acque ai vertici dell'impalcato.

Si sottolinea che l'intervento oggetto della presente relazione è **di natura essenzialmente locale** e non va ad interferire sulle strutture portanti principali (travi a cassoncino in c.a.p.).

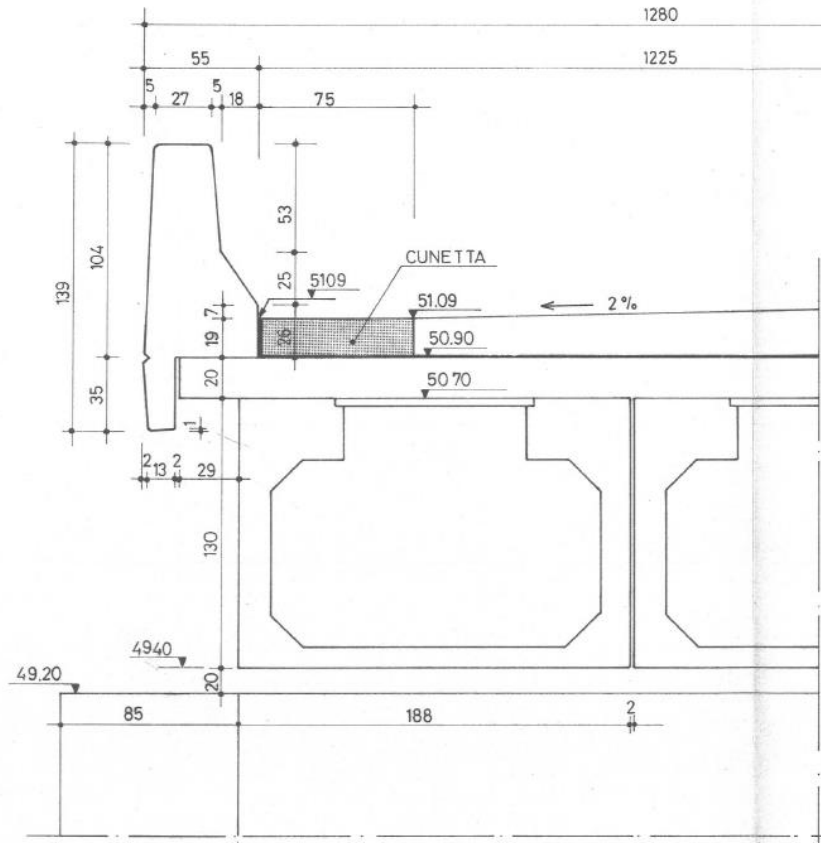


Figura 1-1 - Sezione trasversale dello sbalzo esistente

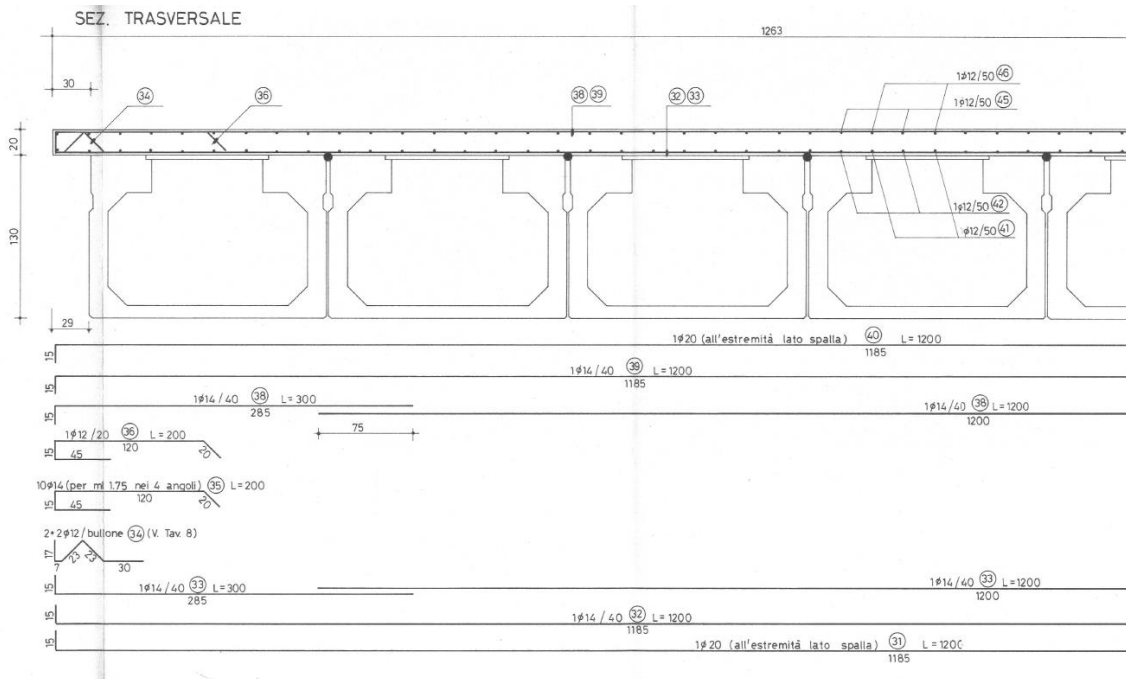


Figura 1-2 - Armatura soletta esistente

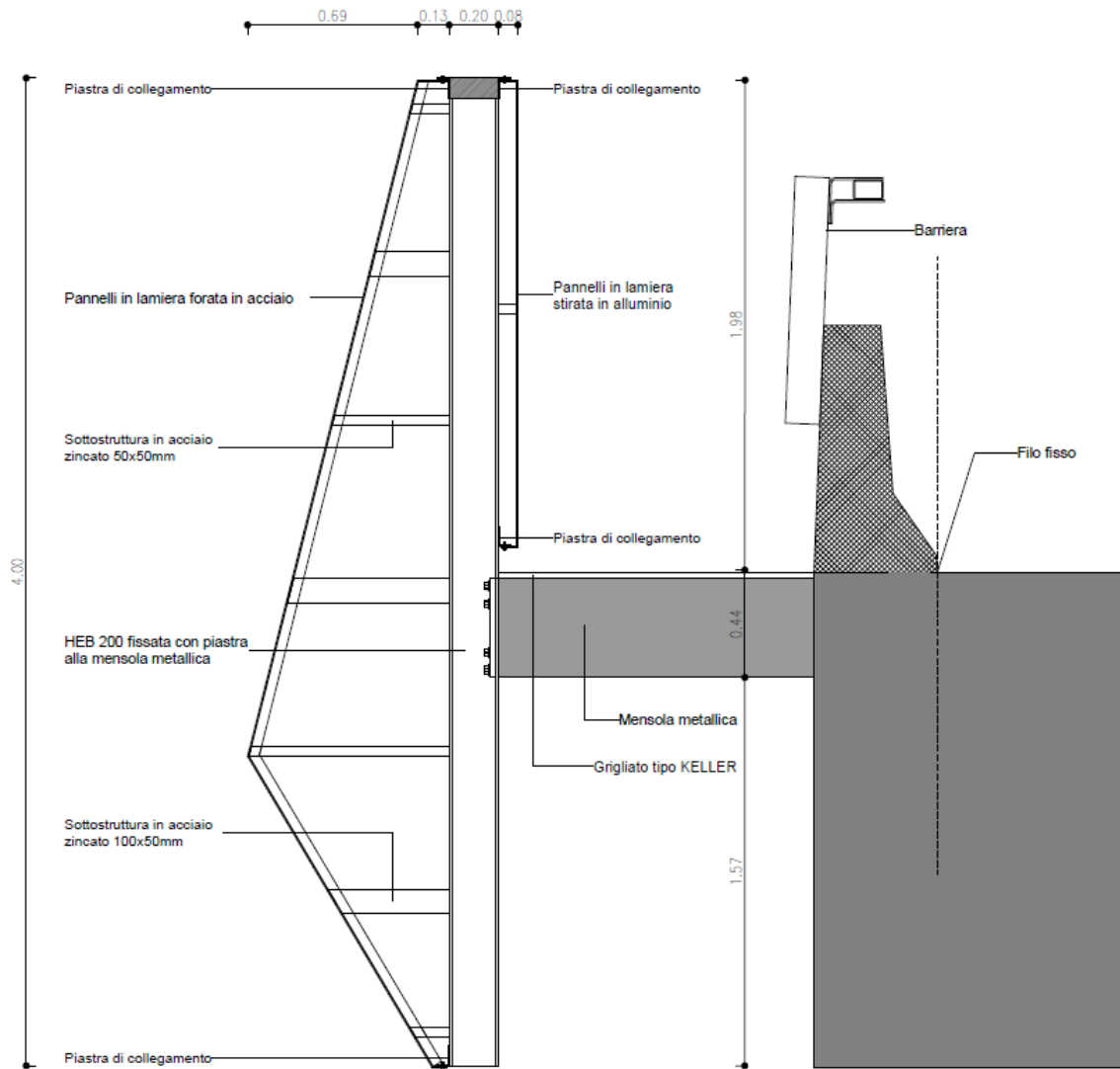


Figura 1-3 - Progetto architettonico della rete di protezione

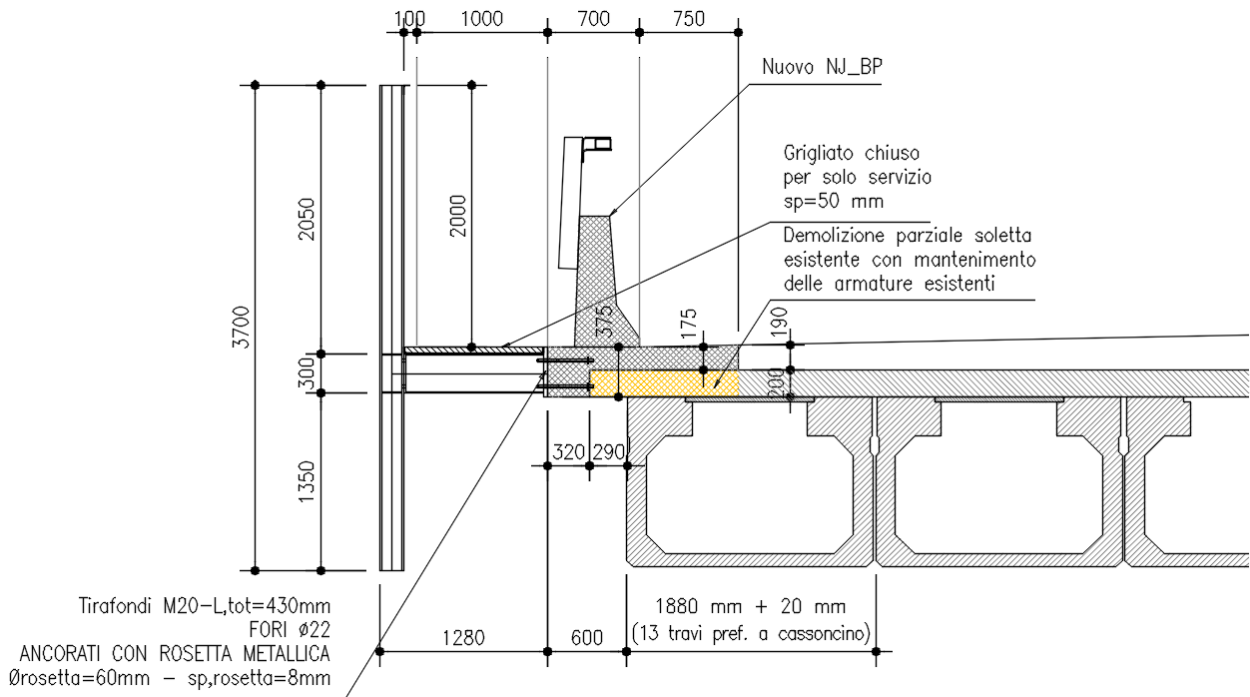


Figura 1-4 - Schema progetto strutturale

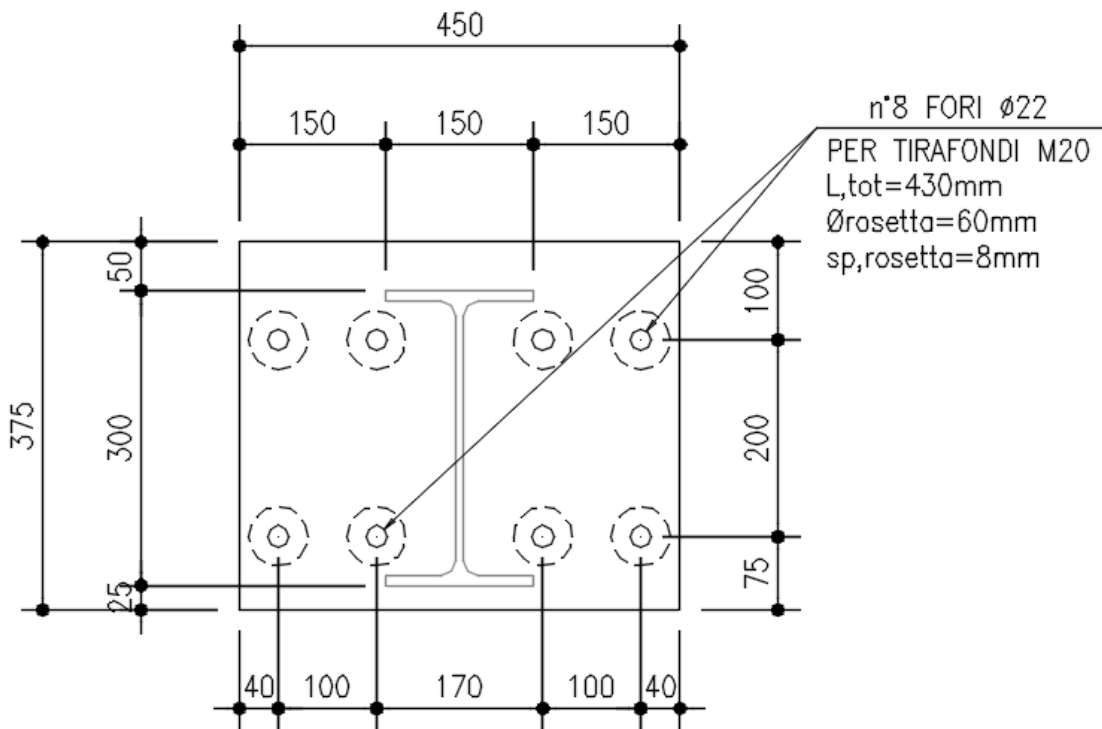


Figura 1-5 - Piastra di ancoraggio

1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni Normative previste dalla vigente Normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi *National Application Documents*, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio si sono presi in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] D.M. 31 luglio 2012: Approvazione della Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'approvazione degli Eurocodici
- [4] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- [5] UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
- [6] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- [7] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
- [8] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- [9] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- [10] UNI EN 1090-1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio–Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
- [11] UNI EN 1090-2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio–Requisiti tecnici per strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- [13] CNR DT 207/2008: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.
- [14] UNI EN 1992-4:2018: Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo

1.3 MATERIALI

1.3.1 Calcestruzzo

Secondo EN206 - CNR UNI 11104

SOLETTE IN C.A.

Calcestruzzo a ritiro compensato con espansivo a base di ossido di calcio con ritiro < 100 micron/m a 28gg.
 (Valutazione con la prova secondo UNI 8148)

- Classe C35/45

- Classe di esposizione XF4

COPRIFERRO NOMINALE* per solette C_{nom.}=35.0mm

* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

1.3.2 Acciaio per c.a.

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C

f_{yk} > 450MPa

f_{tk} > 540MPa

1.3.3 Acciaio per carpenteria metallica e connessioni

Per la realizzazione delle membrature metalliche si adotta, in linea generale, acciaio tipo S355.

Le presenti verifiche sono effettuate con acciaio tipo S355, restituendo tale scelta rapporti di sfruttamento più elevati.

Le connessioni, tirafondi inclusi, sono realizzate mediante bulloni classe 10.9

MATERIALI: NOTE E PRESCRIZIONI

- Elementi saldati in acciaio con sp. ≤ 20mm S355J0W (ex 510C)
- Elementi saldati in acciaio con 20mm < sp. ≤ 40mm S355J2G3W (ex 510D)
- Elementi saldati in acciaio con sp. > 40mm S355K2G3W (ex 510DD)
- Elementi non saldati, angolari e piastre sciolte, S355J0W (ex 510C)
- Imbottiture con sp. < 3mm (S355J0W)

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti della UNI EN 10025.

Prima della tracciatura dei pezzi devono essere definiti gli eventuali interventi sulla carpenteria imposti dal sistema di montaggio e varo.

Le tolleranze dimensionali per lamiere e profilati dovranno rispettare i limiti prescritti dalla UNI EN 10029 con classe di tolleranza minima A.

BULLONI: NOTE E PRESCRIZIONI

– Secondo DM 14.01.2008 e UNI EN 14399-1

Controventi superiori di montaggio e trasversi superiori:

Giunzioni di categoria A secondo EN 1993-1-8 par.3.4. (giunzioni a taglio)

Bulloni conformi per caratteristiche dimensionali alle norme

UNI EN ISO 4016 2002 e UNI 5592 1968

Classi di resistenza secondo norma UNI EN ISO 898-1 2001

Controventi orizzontali inferiori, diaframmi e giunzioni travi principali.

Assieme vite-dado conforme a EN 14399.

Giunzioni di categoria B secondo EN 1993-1-8 par.3.4. (giunzioni ad attrito allo SLE a serraggio controllato/calibrato)

Preparazione delle superfici: classe di rugosità C (EN 1090-2, tab18).

RIFERIMENTI NDRMATIVI

Viti e dadi: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 3, 4 e 10.

Rosette e piastri: riferimento UNI EN 14399 2005, parti 5 e 6.

PROPRIETA' DEI MATERIALI

Viti 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1 2001

Dadi 10 secondo UNI EN 20898-2 1994

Rosette in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32±40, secondo UNI EN 10083-2 2006.

Piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32±40, secondo UNI EN 10083-2 2006.

I bulloni disposti verticalmente, se possibile, avranno la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso ed avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado

Superfici a contatto per giunzione ad attrito: categoria C secondo EN 1090-2,

n=0.30 secondo tab. 3.7 EN 1993-1-8 e par. 4.2.8.1.1 DM 14/01/2008

Prearico secondo UNI EN 1993-1-1(EG3)

BULLONE	PRECARICO
M20-10.9	170 KN
M24-10.9	250 KN
M27-10.9	320 KN

In ogni caso i collegamenti bullonati devono essere a serraggio controllato/calibrato.

CONTROLLI

Secondo D.M. 14/01/2008

SALDATURE

Secondo D.M. 14/01/2008

GIUNZIONI DELLE TRAVI PRINCIPALI REALIZZATE MEDIANTE SALDATURE A PIENA PENETRAZIONE DI 1A CL.,EFFETTUATE DA ENTRAMBI I LATI, MOLATE IN DIREZIONE DEGLI SFORZI E SOGGETTE A CONTROLLI NON DISTRUTTIVI (CIRCOLARE 02/02/2009 n 617 C.S.LL.PP. PAR C4.2.4.1.4.4, TAB. C4.2.XV DETT.8)

NOTE GENERALI

- E' necessario movimentare la trave con bilancini di presa in modo da evitare svergolamenti anomali in fase di sollevamento.
- Per la manutenzione degli appoggi per sollevamenti sino a 40mm si può operare sulla singola pila.

1.3.4 Classe di esecuzione

La classe di esecuzione prescelta per la realizzazione delle strutture metalliche è **EXC3**, secondo EN 1090.

Tabella 1-1 - Definizione delle classi di conseguenze: (CC Conseguenze Class)

Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3 Alta	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate di impianti sportivi Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (es. sale da concerti) Ponti Ferroviari etc...
CC2 Standard	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (es. edificio di uffici) Edifici industriali
CC1 Bassa	Conseguenze basse per perdite di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (es. serre) Magazzini per sostanze non pericolose e nei quali l'accesso del personale sia assolutamente limitato

Tabella 1-2 - Definizione delle classi di servizio: (SC Service Categories)

Categoria	Parametri
SC1 Carico statico	Strutture e componenti progettati soltanto per azioni quasi statiche Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per l'azione sismica in regioni con bassa sismicità e classe di duttilità DCL Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da carroponi/gru meccanici (classe S0)
SC2 Sollecitazione a fatica	Strutture e componenti progettati per la resistenza a fatica in accordo alla EN 1993 (es. ponti stradali e ferroviari, gru, carriponte classi da S1 a S9) Strutture suscettibili a vibrazione da vento, folla o macchinari in rotazione Strutture e componenti progettati per l'azione sismica in regioni con media o alta sismicità ed in classe di duttilità DCM o DCH

Tabella 1-3 - Definizione della categoria di produzione: (PC Production Categories)

Categoria	Parametri
PC1 <S355(=S275)	Componenti non saldati fabbricati con qualsiasi classe di acciaio Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio inferiore allo S355 (=S275max)
PC2 ≥S355	Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio uguale o superiore alla S355 Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati in situ mediante saldatura Componenti prodotti a caldo o che ricevono trattamenti termici durante la produzione

Tabella 1-4 - Determinazione della classe di esecuzione: (EXC Execution Classes)

Consequence Classes		CC1		CC2		CC3	
Service Categories		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Production Categories	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC3*
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC4

* EXC4 dovrebbe essere applicato a strutture speciali o strutture con conseguenze estreme di cedimento strutturale come richiesto dalle disposizioni nazionali.

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Per l'analisi strutturale dell'edificio si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "**LUSAS (vers. 15.2)**", fornito da F.E.A. (U.K.) su piattaforma Windows 7. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre a seconda del caso studiato ai seguenti programmi:

"**RC-SEC**" sviluppato da Geostru Software S.a.s., in grado di effettuare verifiche sia tensionali che a rottura.

"**VCASLU**" – ver. 7.7 del 30 Agosto 2011, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici "**Microsoft® Office Excel 2019**".

1.5 CONVENZIONI GENERALI

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze	m
forze – coppie	N - Nm
tensioni	MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale ed asse z verticale.

In generale, per quanto riguarda le azioni interne nelle membrature strutturali, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx	azione assiale
Fy	azione tagliante agente nel piano orizzontale
Fz	azione tagliante agente nel piano verticale
Mx	momento torcente
My	momento flettente agente nel piano verticale
Mz	momento flettente agente nel piano orizzontale

Nell'ambito dell'adozione del sistema di riferimento elementare, si precisa che le azioni flettenti di trave sono da intendersi:

- POSITIVE: se le fibre tese sono rivolte all'estradosso trave
- NEGATIVE: se le fibre tese sono rivolte all'intradosso trave

1.6 NOTAZIONE TEORICA PER LA VERIFICA DELL'ANCORAGGIO SU CALCESTRUZZO

La verifica viene condotta in accordo a quanto previsto dall'eurocodice UNI EN 1992-4, valido per ancoranti singoli e per gruppi di ancoranti. Esso prevede che le azioni di progetto S_d non eccedano il valore resistente di progetto R_d .

1.6.1 Resine per inghisaggi

Per il caso in esame si farà riferimento ad un ancorante chimico avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di:

- Inghisaggio Tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{rk,ucr} = 15 \text{ MPa}$;

La tensione tangenziale di aderenza caratteristica nel caso di condizioni fessurate deve essere invece non minore di $\tau_{rk,cr} = 7 \text{ MPa}$

L'installazione dovrà avvenire con modalità operative e sistemi di controllo tali da garantire un elevato standard di installazione.

Le resine di tali caratteristiche presenti sul mercato presentano generalmente tempi di maturazione e presa stimabili in 24 h in condizioni ordinarie.

1.6.2 Coefficienti di sicurezza

In conformità con il prospetto 4.1 della norma, i valori raccomandati dei coefficienti parziali di sicurezza sono:

Modalità di rottura	Coefficiente parziale	
	Situazioni di progetto permanenti e transitorie	Situazione di progetto accidentale
Rottura dell'acciaio - ancoranti		
Trazione	$= 1,2 \times f_{tk}/f_{yk} \geq 1,4$	$= 1,05 \times f_{tk}/f_{yk} \geq 1,25$
Taglio con e senza braccio di leva	γ_{ts} $= 1,0 \times f_{tk}/f_{yk} \geq 1,25$ quando $f_{tk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ e $f_{yk}/f_{tk} \leq 0,8$ $= 1,5$ quando $f_{tk} > 800 \text{ N/mm}^2$ oppure $f_{yk}/f_{tk} > 0,8$	$= 1,0 \times f_{tk}/f_{yk} \geq 1,25$ quando $f_{tk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ e $f_{yk}/f_{tk} \leq 0,8$ $= 1,3$ quando $f_{tk} > 800 \text{ N/mm}^2$ oppure $f_{yk}/f_{tk} > 0,8$
Rottura dell'acciaio - profili di ancoraggio		
Trazione negli ancoraggi e nei bulloni testa a martello	$= 1,2 \times f_{tk}/f_{yk} \geq 1,4$	$= 1,05 \times f_{tk}/f_{yk} \geq 1,25$
Taglio con e senza braccio di leva nei profili di ancoraggio	γ_{ts} $= 1,0 \times f_{tk}/f_{yk} \geq 1,25$ quando $f_{tk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ e $f_{yk}/f_{tk} \leq 0,8$ $= 1,5$ quando $f_{tk} > 800 \text{ N/mm}^2$ oppure $f_{yk}/f_{tk} > 0,8$	$= 1,0 \times f_{tk}/f_{yk} \geq 1,25$ quando $f_{tk} \leq 800 \text{ N/mm}^2$ e $f_{yk}/f_{tk} \leq 0,8$ $= 1,3$ quando $f_{tk} > 800 \text{ N/mm}^2$ oppure $f_{yk}/f_{tk} > 0,8$
Connessione tra ancoraggio e canale in trazione e taglio	$\gamma_{ts,ca} = 1,8$	$= 1,6$
Rottura locale dell'ancoraggio con bullone testa a martello mediante piegatura dell'orlo in trazione e taglio	$\gamma_{ts,u} = 1,8$	$= 1,6$
Piegatura del canale	$\gamma_{ts,pc} = 1,15$	$= 1,0$
Rottura dell'acciaio - armatura supplementare		
Trazione	$\gamma_{ts,rs} = 1,15^{(a)}$	$= 1,0$
Rotture correlate al calcestruzzo		
Rottura del cono di calcestruzzo	$\gamma_{tc} = \gamma_c \times \gamma_{rs1}$	$= \gamma_c \times \gamma_{rs1}$
Rottura del bordo di calcestruzzo	$= 1,5^{(a)}$	$= 1,2^{(a)}$
Rottura per blow-out, rottura per pry-out del calcestruzzo	γ_c per la riparazione sismica e il rafforzamento delle strutture esistenti vedere le norme della serie EN 1998	per la riparazione sismica e il rafforzamento delle strutture esistenti vedere le norme della serie EN 1998
	γ_{rs1} $= 1,0$ per ancoranti a piolo e profili di ancoraggio che soddisfano i requisiti del punto 4.6 (in trazione e taglio) $\geq 1,0$ per ancoranti post-inseriti in trazione, vedere la pertinente Specifica tecnica di prodotto europea $= 1,0$ per ancoranti post-inseriti in taglio	
Rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo:	$\gamma_{ts,sp} = \gamma_{tc}$	
Rottura per sfilamento e combinata per sfilamento e rottura del calcestruzzo	$\gamma_{ts} = \gamma_{ts}$	
a) I valori sono in conformità alla EN 1992-1-1.		

Figura 1-6 prospetto 4.1-Valori raccomandati di coefficienti parziali

1.6.3 Verifica combinata trazione e taglio

Occorre dimostrare che $R_d \geq S_d$ è soddisfatta per tutte le direzioni di carico (trazione e taglio) così come tutti i tipi di cedimento (rottura dell'acciaio, sfilamento e rottura del calcestruzzo). Nel caso in cui uno o più meccanismi sugli inghisaggi non fossero verificati, questi verranno trasferiti ed affidati ad armature aggiuntive, che dovranno essere presenti all'interno dei coni di rottura.

Le verifiche per le modalità di rottura dell'acciaio e del calcestruzzo sono effettuate separatamente ed entrambe le verifiche devono essere soddisfatte.

prospetto 7.3 Verifiche richieste per ancoranti muniti di testa e post-inseriti senza armatura supplementare, soggetti ad un carico combinato di trazione e di taglio

	Modalità di rottura	Verifica
1	Rottura dell'acciaio dell'ancorante ^{a)}	$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.54)$ <p>Se N_{Ed} e V_{Ed} sono diversi per i singoli ancoranti del gruppo, l'interazione deve essere verificata per tutti gli ancoranti.</p>
2	Modalità di rottura diverse dalla rottura dell'acciaio	$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} \leq 1 \quad (7.55)$ <p>oppure</p> $\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right) + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right) \leq 1,2 \quad (7.56)$ <p>con $N_{Ed}/N_{Rd,i} \leq 1$ e $V_{Ed}/V_{Rd,i} \leq 1$ Si deve prendere il valore maggiore di $N_{Ed}/N_{Rd,i}$ e $V_{Ed}/V_{Rd,i}$ per le diverse modalità di rottura.</p>
a) Questa verifica non è richiesta in caso di carico di taglio con braccio di leva in quanto la formula (7.37) tiene conto dell'interazione.		

Per fissaggi senza armatura supplementare o con armatura supplementare per entrambi i carichi di trazione e di taglio, si applicano le formule previste (7.55) e (7.56) previste nel prospetto 7.3.

Per fissaggi con armatura supplementare per assorbire solo i carichi di trazione o di taglio, si deve adottare la formula (7.57) dell'Eurocodice con il valore maggiore di $N_{Ed}/N_{Rd,i}$ e di $V_{Ed}/V_{Rd,i}$ per le modalità di rottura diverse dall'acciaio dell'ancorante:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{2/3} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{2/3} \leq 1$$

1.6.4 Resistenza ai carichi di trazione

Le verifiche richieste per ancoranti post-inseriti in trazione sono indicate nel prospetto 7.1 della norma:

	Modalità di rottura	Singolo ancorante	Gruppo di ancoranti	
			Ancorante più caricato	Gruppo
1	Rottura dell'acciaio dell'ancorante	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	$N_{Ed}^h \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	Rottura del cono di calcestruzzo	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^B \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$
3	Rottura per sfilamento dell'ancorante a)	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	$N_{Ed}^h < N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$	
4	Rottura combinata per sfilamento e rottura del calcestruzzo b)	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$		$N_{Ed}^B \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$
5	rottura per splitting (spacco) del calcestruzzo	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$		$N_{Ed}^B \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$
6	Rottura per blow-out del calcestruzzo c)	$N_{Ed} \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$		$N_{Ed}^B \leq N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}}$
7	Rottura dell'acciaio dell'armatura	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{Rk,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
8	Rottura dell'ancoraggio dell'armatura	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,a}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,a}$	

a) Non richiesto per ancoranti chimici post-inseriti.
 b) Non richiesto per ancoranti meccanici muniti di testa e post-inseriti.
 c) Per casi che richiedono la verifica vedere punto 7.2.1.8 (1).

Figura 1-7prospetto 7.1

1.6.4.1 Rottura dell'acciaio dell'ancorante

La resistenza caratteristica di un ancorante in caso di rottura dell'acciaio $N_{Rk,s}$ è calcolata come:

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{yk}$$

1.6.4.2 Rottura del cono di calcestruzzo

La resistenza caratteristica di un ancorante, di un gruppo di ancoranti e degli ancoranti sottoposti a trazione di un gruppo di ancoranti in caso di rottura di un cono di calcestruzzo deve essere ottenuta come dalla formula:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N}$$

- La resistenza caratteristica di un singolo ancorante posato nel calcestruzzo e non influenzato da ancoranti adiacenti o dai bordi dell'elemento di calcestruzzo di ottiene come segue:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

Con:

$$k_1 = k_{cr,N} \quad \text{per calcestruzzo fessurato}$$

$$= k_{ucr,N} \quad \text{per calcestruzzo non fessurato}$$

Con $k_{cr,N} = 7.7$ e $k_{ucr,N} = 10$ per ancoranti post-inseriti e $k_{cr,N} = 8.9$ e $k_{ucr,N} = 12.7$ per ancoranti a piolo gettati in opera.

In prima battuta si considera il calcestruzzo non fessurato e solo a seguito della verifica per rottura per splitting, se quest'ultima non fosse soddisfatta senza l'aggiunta di armatura supplementare, la verifica del cono di calcestruzzo e quella per sfilamento vengono rieseguite considerando un calcestruzzo fessurato.

-l'effetto geometrico dell'interasse assiale e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica è preso in considerazione dal valore $A_{c,N}/A_{c,N}^0$, dove:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$$

È l'area di proiezione di riferimento.

$A_{c,N}$ è l'area di proiezioni effettiva, limitata dalla sovrapposizione dei coni di calcestruzzo degli ancoranti adiacenti ($s \leq s_{cr,N}$) e dai bordi dell'elemento di calcestruzzo ($c \leq c_{cr,N}$).

$$s_{cr,N} = 2c_{cr,N} = 3h_{ef}$$

-il fattore $\psi_{s,N}$ tiene conto della distorsione della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza dal bordo dell'elemento di calcestruzzo. Nella formula che segue si deve inserire la distanza minima dal bordo c:

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$$

-il fattore di spalling della parete esterna $\psi_{rs,N}$ si applica quando $h_{ef} < 100mm$ e spiega l'effetto dell'armatura densa tra cui è installato l'ancorante:

$$\psi_{rs,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

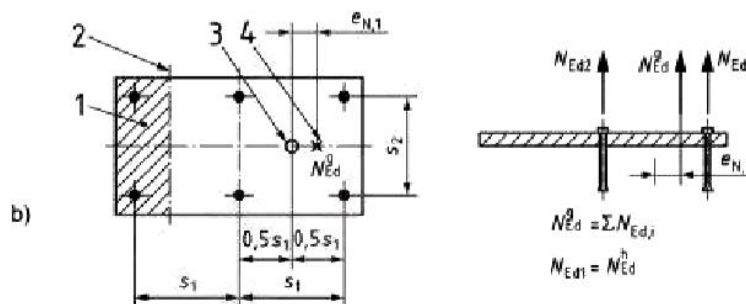
Il fattore $\psi_{rs,N}$ può essere preso uguale ad 1 solo nel caso in cui le seguenti condizioni:

- Presenza di armatura (di qualsiasi diametro) ad un interasse $\geq 150mm$, oppure
- Presenza di armatura con diametro minore o uguale a 10mm ad un interasse $\geq 100mm$.

-il fattore $\psi_{ec,N}$ tiene conto di un effetto di un gruppo quando diversi carichi di trazione agiscono sui singoli ancoranti di un gruppo:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,N}}} \leq 1$$

Dove e_N è l'eccentricità in una direzione, quando solo una parte degli ancoranti del gruppo è caricata mediante una forza di trazione:



Per l'ancoraggio in esame, essendo l'azione dell'urto perfettamente simmetrica rispetto al gruppo di ancoranti tesi, $\psi_{ec,N}$ è assunto pari all'unità.

-il fattore $\psi_{M,N}$ tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra l'elemento di collegamento e calcestruzzo nei casi di momenti flettenti con o senza forza assiale.

1.6.4.3 Rottura del calcestruzzo combinata con sfilamento nel caso di ancoranti chimici post-inseriti

La resistenza caratteristica di un ancorante, di un gruppo di ancoranti e degli ancoranti sottoposti a trazione di un gruppo di ancoranti in caso di rottura di un cono di calcestruzzo deve essere ottenuta come indicato nella formula:

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{\tau s,Np} \cdot \psi_{sc,Np}$$

-la resistenza caratteristica di un singolo ancorante chimico $N_{Rk,p}^0$ non influenzato da ancoranti chimici adiacenti o dai bordi dell'elemento di calcestruzzo è calcolata come segue:

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sUS} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef}$$

Dove:

$$\psi_{sUS} = 1 \text{ per } \alpha_{sUS} \leq \psi_{sUS}^0$$

$$\psi_{sUS} = \psi_{sUS}^0 + 1 - \alpha_{sUS} \text{ per } \alpha_{sUS} > \psi_{sUS}^0$$

Con:

- $\psi_{sUS}^0 = 0.6$ è il fattore dipendente dal prodotto che tiene conto dell'influenza del carico sostenuto sulla forza di aderenza;
- α_{sUS} è il rapporto tra il valore delle azioni sostenute (che comprende le azioni permanenti e la componente permanente delle azioni variabili) e il valore delle azioni totali considerate allo stato limite ultimo. Per il caso di barriere di sicurezza, poiché le azioni considerate sono soltanto azioni da urto ovvero delle azioni istantanee, il fattore α_{sUS} è posto pari a zero;
- $\tau_{Rk} = \tau_{Rk,cr}$ per calcestruzzo fessurato;
 $= \tau_{urk,cr}$ per calcestruzzo non fessurato;

-l'effetto geometrico dell'interasse assiale e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica è preso in considerazione dal valore $A_{p,N}/A_{p,N}^0$, dove:

$A_{p,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$ è l'area di influenza dell'ancoraggio di riferimento di un singolo ancorante.

$A_{p,N}$ è l'area di influenza effettiva, limitata dalla sovrapposizione delle aree degli ancoranti adiacenti ($s \leq s_{cr,Np}$) e dai bordi di calcestruzzo ($c \leq c_{cr,Np}$)

$$s_{cr,Np} = 7.3d(\psi_{sUS} \tau_{Rk})^{0.5} \leq 3h_{ef}$$

$$c_{cr,Np} = s_{cr,Np}/2$$

-il fattore $\psi_{g,Np}$ tiene conto di un effetto di gruppo per ancoranti chimici a distanza ravvicinata:

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}}\right)^{0.5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1$$

Dove:

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1.5} \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}}$$

$k_3 = 7.7$ per calcestruzzo fessurato

$= 11.0$ per calcestruzzo non fessurato

- il fattore ψ_{s,N_p} tiene conto della distorsione della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza dal bordo dell'elemento di calcestruzzo. Nella formula che segue si deve inserire la distanza minima dal bordo c:

$$\psi_{s,N_p} = 0.7 + 0.3 \cdot \left(\frac{c}{c_{cr,N_p}} \right) \leq 1$$

-per il fattore di spalling della parete esterna $\psi_{rs,N}$ si applicano le disposizioni valide per la rottura conica;

- il fattore $\psi_{ec,N}$ tiene conto di un effetto di un gruppo quando diversi carichi di trazione agiscono sui singoli ancoranti di un gruppo:

$$\psi_{ec,N_p} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{e_N}{s_{cr,N_p}}} \leq 1$$

Dove e_N è l'eccentricità in una direzione, quando solo una parte degli ancoranti del gruppo è caricata mediante una forza di trazione.

1.6.4.4 Rottura per splitting del calcestruzzo

La resistenza caratteristica di un ancorante o di un gruppo di ancoranti in caso di rottura per splitting del calcestruzzo deve essere calcolata secondo la formula 7.23:

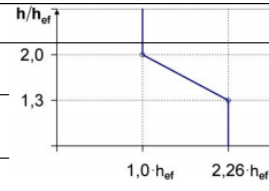
$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{rs,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,sp}$$

Dove:

- $N_{Rk,sp}^0 = \min \{ N_{Rk,sp}; N_{Rk,c}^0 \}$;
- $A_{c,N}, A_{c,N}^0, \psi_{s,N}, \psi_{rs,N}, \psi_{ec,N}$ sono calcolati esattamente come specificato da rottura del cono di calcestruzzo. Tuttavia i valori $c_{cr,N}$ e $s_{cr,N}$ devono essere sostituiti rispettivamente da $c_{cr,sp}$ e $s_{cr,sp}$ che corrispondono allo spessore minimo dell'elemento h_{min} ;
- $\psi_{h,sp}$ tiene conto dell'influenza dello spessore effettivo dell'elemento h sulla resistenza allo splitting:

$$\psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \frac{(h_{ef} + 1.5c_1)}{h_{min}} \right\} \leq 2$$

La distanza critica dal bordo $c_{cr,sp}$ legata allo spessore minimo dell'elemento h_{min} dipende dalla pertinente Specifica tecnica di prodotto europea. Nelle verifiche che seguono vengono adottate le formulazioni valide per una delle più comuni forme di installazione presenti sul mercato:

Cedimento da frattura				
Distanza dal bordo $c_{cr,sp}$ [mm] per	$h / hef \geq 2,0$		$1,0 \cdot hef$	
	$2,0 > h / hef > 1,3$		$4,6 hef - 1,8 h$	
	$h / hef \leq 1,3$		$2,26 hef$	
Interasse	$s_{cr,sp}$	[mm]	$2 c_{cr,sp}$	
Spessore minimo dell'elemento	h_{min}	[mm]	$hef + 30 \text{ mm}$ $\geq 100 \text{ mm}$	$hef + 2d_o$

Nell'eventualità che la verifica per splitting non risulti soddisfatta, le resistenze caratteristiche per la rottura del cono di calcestruzzo e la rottura combinata del calcestruzzo e sfilamento sono ricalcolate per il calcestruzzo fessurato e l'armatura resiste alle forze di splitting limitando l'ampiezza delle fessure a $w_k \leq 0.3 \text{ mm}$.

La sezione trasversale dell'armatura per resistere alle forze di splitting può essere determinata come segue:

$$\sum A_{s,rs} = k_4 \cdot \frac{\sum N_{Ed}}{f_{yk,rs} / \gamma_{Ms,rs}}$$

Dove:

- $k_4=0.5$ per ancoranti chimici e ancoranti a piolo;
- $\sum N_{Ed}$ è la somma della forza di trazione di progetto degli ancoranti in trazione sotto il valore di progetto delle azioni.
- $f_{yk,rs}$ è la resistenza a snervamento nominale dell'acciaio di armatura $\leq 600 \text{ N/mm}^2$.

La verifica di apertura delle fessure viene realizzata secondo le indicazioni della Circolare Applicativa delle NTC2018 al paragrafo § C4.1.2.2.4.5 Verifica della fessurazione senza calcolo diretto. La tensione σ_s dell'acciaio nelle barre di armatura supplementare, siano esse barre trasversali o longitudinali viene utilizzata per definire il massimo diametro e la massima spaziatura secondo le tabelle di normativa:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

1.6.4.5 Rottura dell'armatura supplementare per assorbire i carichi di trazione

Nell'eventualità che le verifiche per rottura conica del calcestruzzo non siano soddisfatte, si dispone un'armatura supplementare per assorbire i carichi di trazione secondo le specifiche costruttive previste al paragrafo §7.2.1.2 della norma.

La resistenza di progetto $N_{Rd,s}$ dell'armatura supplementare prevista per un ancorante associato alla rottura dell'ancoraggio nel cono di calcestruzzo è:

$$N_{Rd,s} = \sum_{i=1}^{n_{rs}} N_{Rd,s,i}^0$$

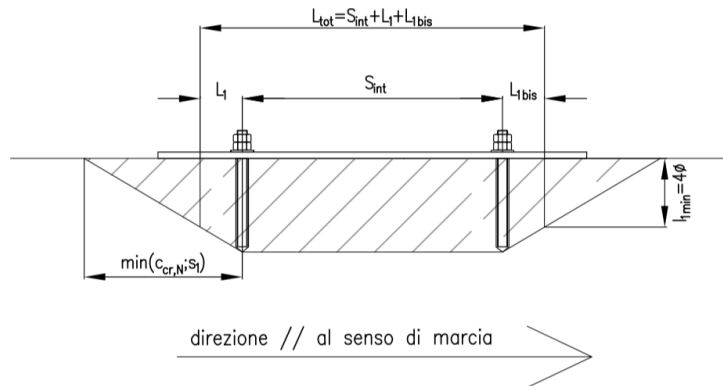
Dove:

$$N_{Rd,s,i}^0 = \frac{l_1 \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \leq A_{s,rs} \cdot f_{yk,rs} \cdot 1 / \gamma_{Ms,rs}$$

dove α_1 e α_2 sono fattori di influenza secondo il punto 8.4.2 della EN 1992-1-1:2004;

Il numero n_{rs} di barre di armatura supplementare efficace per un ancorante è definito a partire dalle massime distanze che tali barre possono avere dall'ancorante stesso. Tali distanze sono specificate al paragrafo §7.2.1.2 *Dettagli costruttivi dell'armatura supplementare* dove si prescrive che tali barre debbano essere al massimo distanti $0.75 h_{ef}$ dall'ancorante teso e possono essere assunte come efficaci soltanto quando la loro lunghezza di ancoraggio nel cono di rottura sia almeno pari a $l_{1,min} = 4\phi$ (per ancoraggi con curve) o

$l_{1,min} = 10\phi$ (per barre dritte). La massima larghezza L_{tot} di intercettazione delle barre è quindi definita conformemente all'immagine che segue:



$$L_{tot} = s_{int} + L_1 + L_{1bis}$$

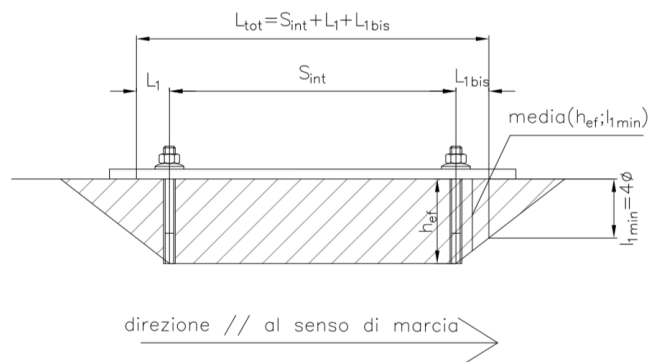
Dove:

- s_{int} è la distanza tra gli ancoranti tesi costituenti lo stesso gruppo di ancoranti;
- L_1 è il valore minimo tra $0.75 h_{ef}$ e la distanza dall'ancorante teso tale da assicurare una lunghezza di ancoraggio della barra di armatura pari a 4ϕ all'interno del cono di rottura;
- L_{1bis} è per definizione identico a L_1 ;

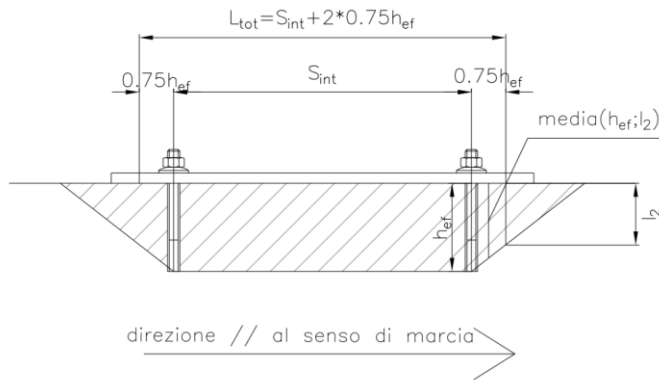
l_1 , definita come la lunghezza dell'ancoraggio nel corpo di rottura, è calcolata come la somma di due contributi: la lunghezza della barra che si sviluppa verticalmente e quella che si sviluppa orizzontalmente. Le barre di armatura supplementari infatti, indipendentemente dal fatto che siano delle staffe o dei semplici ganci intorno ai tirafondi tesi, si sviluppano sia verticalmente che orizzontalmente all'interno del corpo di rottura.

Per il caso specifico delle staffe, si distinguono due casistiche differenti:

- Caso in cui $0.75 h_{ef} > (L_1; L_{1bis})$:
 in questo caso la lunghezza in sviluppo verticale delle barre contenute nel cono di rottura è pari al valore medio tra la lunghezza efficace del tirafondo h_{ef} e la lunghezza minima $l_{1,min} = 4\phi$;



- Caso in cui $0.75 h_{ef} < (L_1; L_{1bis})$:
 in questo caso invece la lunghezza verticale delle barre è pari al valore medio tra la lunghezza efficace del tirafondo h_{ef} e la lunghezza l_2 che si realizza nel cono di rottura ad una distanza $0.75 h_{ef}$ del tirafondo:



1.6.5 Resistenza ai carichi di taglio

Le verifiche richieste per ancoranti post-inseriti in trazione sono indicate nel prospetto 7.2 della norma:

	Modalità di rottura	Singolo ancorante	Gruppo di ancoranti	
			Ancorante più caricato	Gruppo
1	Rottura dell'acciaio dell'ancorante senza braccio di leva	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{FK,s}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{FK,s}}{\gamma_{Ms}}$	
2	Rottura dell'acciaio dell'ancorante con braccio di leva	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{FK,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	$V_{Ed}^h \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{FK,s,M}}{\gamma_{Ms}}$	
3	Rottura per pry-out del calcestruzzo	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{FK,cp}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^0 \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{FK,cp}}{\gamma_{Mc}}$ a)
4	Rottura del bordo di calcestruzzo	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{FK,c}}{\gamma_{Mc}}$		$V_{Ed}^0 \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{FK,c}}{\gamma_{Mc}}$
5	Rottura dell'acciaio dell'armatura supplementare ^{b)}	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{FK,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,re} = \frac{N_{FK,re}}{\gamma_{Ms,re}}$	
6	Rottura dell'ancoraggio dell'armatura supplementare ^{b)}	$N_{Ed,re} \leq N_{Rd,s}$	$N_{Ed,re}^h \leq N_{Rd,s}$	
a)	Per le eccezioni, vedere punto 7.2.2.4 (4).			
b)	La forza di trazione che agisce sull'armatura è calcolata da V_{Ed} secondo la formula (6.6).			

1.6.5.1 Rottura dell'acciaio dell'ancorante

La resistenza caratteristica del singolo ancorante nel caso di rottura dell'acciaio (senza braccio di leva) è calcolata come:

$$V_{Rk,s}^0 = k_s \cdot A_s \cdot f_{tk}$$

Dove:

$$k_s = 0.6 \text{ per } f_{tk} \leq 500 \text{ N/mm}^2$$

$$= 0.5 \text{ per } 500 \text{ N/mm}^2 < f_{tk} \leq 1000 \text{ N/mm}^2$$

1.6.5.2 Rottura per pry-out del calcestruzzo

Gli ancoranti possono rompersi a causa di una rottura per pry-out del calcestruzzo sul lato opposto alla direzione di carico. Può verificarsi anche una rottura per sfilamento a causa di una forza di trazione introdotta negli ancoranti mediante il carico di taglio. Per motivi di semplicità, questo effetto non è verificato esplicitamente, ma se ne tiene conto implicitamente nella verifica della rottura per pry-out, dove pertinente.

La corrispondente resistenza caratteristica $V_{Rk,cp}$ deve essere calcolata per fissaggi con ancoranti a piolo o meccanici post-inseriti come segue:

- Per fissaggi senza armatura supplementare:

$$V_{Rk,p} = k_8 \cdot N_{Rk,c}$$

- Per fissaggi con armatura supplementare:

$$V_{Rk,p} = 0.75 \cdot k_8 \cdot N_{Rk,c}$$

Dove:

$k_8 = 2$ è un fattore da prendere dalla pertinente Specifica tecnica di prodotto europea;

Per fissaggi con ancoranti chimici, la resistenza caratteristica $V_{Rk,p}$ deve essere calcolata come:

- Per fissaggi senza armatura supplementare:

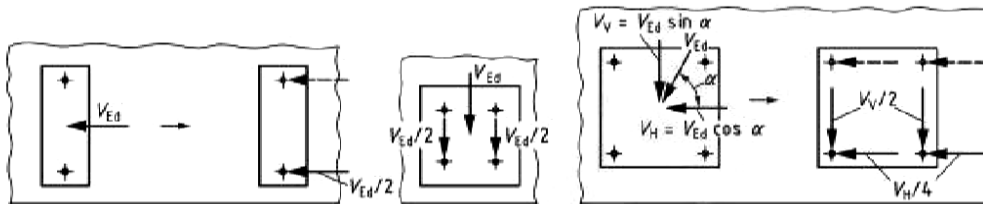
$$V_{Rk,p} = k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\}$$

- Per fissaggi con armatura supplementare:

$$V_{Rk,p} = 0.75 \cdot k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\}$$

1.6.5.3 Rottura del bordo del calcestruzzo

Per la determinazione delle forze di taglio per la verifica della rottura del bordo di calcestruzzo, secondo quanto prescritto dall'Eurocodice, si considerano resistenti alle forze di taglio solo gli ancoranti vicino al bordo caricato perpendicolarmente al bordo stesso:



La resistenza caratteristica $V_{Rk,c}$ di un gruppo di ancoranti caricati verso il bordo è:

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot \psi_{re,v}$$

-il valore iniziale della resistenza caratteristica si un ancorante caricato perpendicolarmente al bordo è calcolato come:

$$V_{Rk,c}^0 = k_g \cdot d_{nom}^\alpha \cdot I_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ct}} \cdot c_1^{1.5}$$

Con:

$k_g = 1.7$ per calcestruzzo fessurato

= 2.4 per calcestruzzo non fessurato

Nelle verifiche si considera il calcestruzzo fessurato quando le verifiche di splitting senza armatura supplementare non risultano soddisfatte.

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{I_f}{c_1}\right)^{0.5}$$

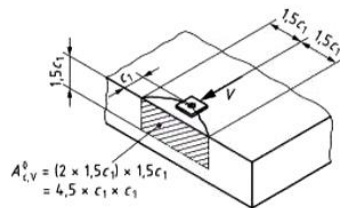
$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0.2}$$

$$I_f = h_{ef} \leq 12 d_{nom} \text{ in caso } d_{nom} \leq 24 \text{ mm}$$

$$\leq \max\{8 d_{nom}; 300 \text{ mm}\} \text{ in caso } d_{nom} > 24 \text{ mm}$$

-il rapporto $A_{c,v}/A_{c,v}^0$ tiene conto dell'effetto geometrico dell'interasse e di ulteriori distanze dai bordi e dell'effetto dello spessore dell'elemento di calcestruzzo sulla resistenza caratteristica.

$A_{c,V}^0$ è l'area di proiezione di riferimento:



$$A_{c,V}^0 = 4,5c_1^2$$

$A_{c,V}$ è l'area del corpo di rottura di calcestruzzo idealizzato, limitata dai coni di calcestruzzo sovrapposti degli ancoranti adiacenti ($s \leq 3c_1$), nonché dai bordi paralleli alla direzione di carico assunta ($c_2 \leq 1,5c_1$) e dallo spessore dell'elemento ($h < 1,5c_1$).

- il fattore V tiene conto della distorsione della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovute ad altri bordi dell'elemento di calcestruzzo sulla resistenza al taglio:

$$\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5c_1} \leq 1$$

-il fattore $\psi_{h,V}$ tiene conto del fatto che la resistenza del bordo del calcestruzzo non decresce proporzionalmente allo spessore dell'elemento come assunto dal rapporto $A_{c,v}/A_{c,V}^0$

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5c_1}{h} \right)^{0,5} \geq 1$$

-il fattore $\psi_{ec,V}$ tiene conto di un effetto di gruppo quando carichi di taglio diversi agiscono sui singoli ancoranti di un gruppo:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2 \cdot e_V / 3c_1} \leq 1$$

Dove e_V è l'eccentricità del carico di taglio risultante che agisce sugli ancoranti rispetto al baricentro degli ancoranti caricati a taglio.

e_V è assunto pari a 0 nel caso dell'ancoraggio in esame disposta in spartitraffico per la simmetria della piastra di ancoraggio.

-il fattore $\psi_{\alpha,V}$ tiene conto dell'influenza di un carico di taglio inclinato sul bordo in fase di valutazione della resistenza del bordo di calcestruzzo.

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

Dove α_V è l'angolo compreso tra un carico di taglio di progetto V_{Ed} e una retta perpendicolare al bordo verificato. Per il caso in esame si assume sempre questo valore pari a zero.

-il fattore $\psi_{rs,V}$ tiene conto dell'effetto dell'armatura situata sul bordo.

$\psi_{rs,V} = 1,0$ attacco nel calcestruzzo non fessurato e attacco nel calcestruzzo fessurato senza armatura o staffe di bordo;

$\psi_{rs,V} = 1,4$ attacco nel calcestruzzo fessurato con armatura di bordo e staffe a distanza ravvicinata con interasse $a \leq 100mm$ e $a \leq 2c_1$.

1.6.5.4 Rottura dell'armatura supplementare per assorbire i carichi di taglio

La resistenza di progetto dell'armatura supplementare per taglio $N_{Rd,a}$ di un ancorante in caso di una rottura dell'ancoraggio nel corpo di rottura del bordo del calcestruzzo è data dalla formula:

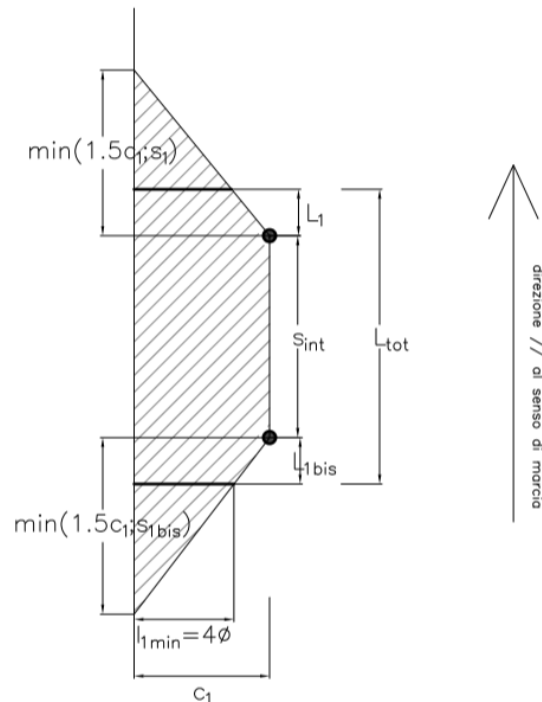
$$N_{Rd,a} = \sum_{i=1}^{n_{re}} N_{Rd,a}^0$$

Dove:

$$N_{Rd,a}^0 = \frac{l_1 \cdot \pi \cdot \phi \cdot f_{bd}}{\alpha_1 \cdot \alpha_2} \leq A_{s,rs} \cdot f_{yk,rs} \cdot \frac{1}{\gamma_{Ms,rs}}$$

Dove:

- f_{bd} è la forza di aderenza di progetto secondo il punto 8.4.2 EN1992-1-1:2004;
- α_1, α_2 sono fattori d'influenza secondo il punto 8.4.4 della EN 1992-1-1:2004.
- n_{re} è il numero di barre di armatura supplementare efficace per un ancorante. È calcolato a partire dalle specifiche costruttive contenute nel paragrafo §7.2.2.2 della norma che impone che le barre siano al massimo distanti $0.75c_1$ dall'ancorante e che siano considerate efficaci soltanto quelle barre di armatura che sono ancorante nel corpo di rottura per almeno $l_{1min} = 4\phi$:



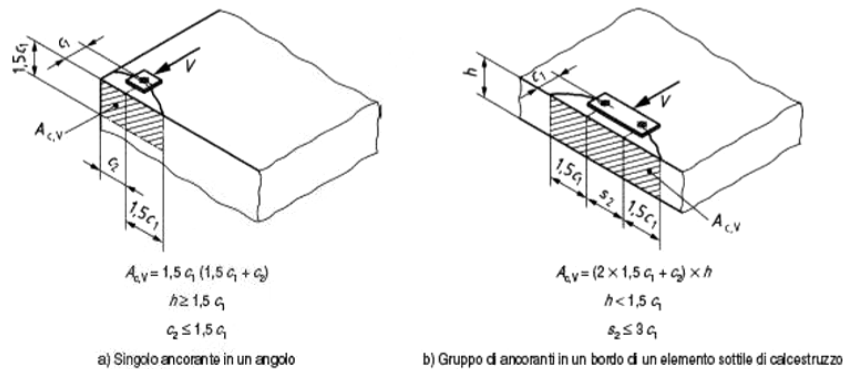
la lunghezza totale della zona di intercettazione delle staffe disposte a resistere alle forze di taglio è quindi:

$$L_{tot} = L_1 + s_{int} + L_{1bis}$$

Dove:

- s_{int} è la distanza tra i due ancoramenti più distanti dello stesso gruppo nella direzione perpendicolare a quella di applicazione del taglio V

La lunghezza di sviluppo verticale delle barre è invece assunta pari al valore minimo tra l'altezza dell'elemento di calcestruzzo e $1.5c_1$:



Quando l'armatura supplementare è posizionata nella direzione della forza di taglio di progetto, la forza di trazione di progetto $N_{Ed,rs}$ nell'armatura supplementare causata dalla forza di taglio di progetto V_{Ed} agente su un elemento di collegamento perpendicolarmente o verso il bordo deve essere calcolata secondo la formula:

$$N_{Ed,rs} = \left(\frac{e_s}{z} + 1 \right) \cdot V_{Ed}$$

Dove:

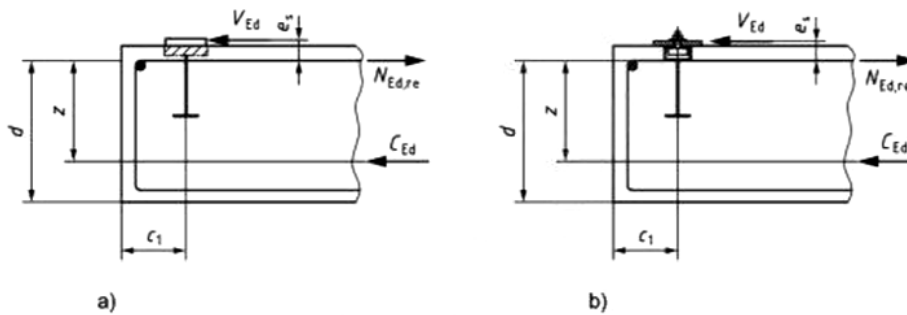
e_s è la distanza tra l'asse dell'armatura e la linea della forza di taglio agente sull'elemento di collegamento;

$$z = 0.85d \text{ con } d = \min\{2h_{eff}; 2c_1\}$$

figura 6.8 Armatura superficiale per assorbire le forze di taglio - Forze nell'armatura

Legenda

- a) Piastra base con ancorante munito di testa
- b) Ancoraggio con bullone testa a martello



1.7 VERIFICHE SPECIFICHE PER ANCORANTI PREINSERITI

Nell'eventualità che l'ancoraggio sia realizzato con ancoranti a piolo preinseriti le verifiche sono identiche a quelle previste per il caso dei post-inseriti eccetto che per l'aggiunta della verifica per blow-out del calcestruzzo e per la verifica per sfilamento dell'ancorante che si sostituisce alla verifica per rottura combinata cls e sfilamento. Si aggiungono ulteriormente due verifiche locali: la verifica a schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta e la verifica flessione della rosetta stessa.

1.7.1 Resistenza ai carichi di trazione

1.7.1.1 Rottura per sfilamento dell'ancorante

La resistenza caratteristica $N_{Rk,p}$ è limitata dalla pressione del calcestruzzo sotto la testa dell'ancorante attraverso la formula:

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck}$$

Dove:

$A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d_a^2)$ è l'area portante della testa dell'ancorante

$k_2 = 7.5$ per ancoranti nel calcestruzzo fessurato

=10.5 per ancoranti nel calcestruzzo non fessurato

1.7.1.2 Rottura per blow-out del calcestruzzo

La verifica della rottura per blow-out del calcestruzzo è richiesta nel caso di ancoranti a piolo se la distanza dal bordo $c_1 \leq 0.5h_{ef}$. si deve considerare ciascun bordo a turno. La resistenza caratteristica in caso di rottura per blow-out del calcestruzzo si calcola come segue:

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb}$$

-la resistenza caratteristica di un singolo ancorante, non influenzata da ancoranti adiacenti o da altri bordi, si ottiene come indicato nella formula:

$$N_{Rk,cb}^0 = k_5 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Dove:

$k_5 = 8.7$ per calcestruzzo fessurato;

= 12.2 per calcestruzzo non fessurato (considerato tale solo quando non sono soddisfatte le verifiche di splitting senza armatura)

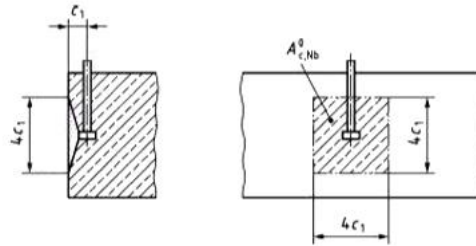
$A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d_a^2)$ è l'area portante della testa dell'ancorante

-l'effetto geometrico dell'interasse assiale e della distanza dal bordo sulla resistenza caratteristica è preso in considerazione mediante il valore $\frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0}$:

dove:

$A_{c,Nb}^0$ è l'area di riferimento proiettata per un singolo ancorante con una distanza dal bordo c_1 ed è pari a $(4c_1)^2$

figura 7.7 Corpo di rottura idealizzata del calcestruzzo e area $A_{c,Nb}^0$ di un singolo ancorante nel caso di rottura per blow-out del calcestruzzo



$A_{c,Nb}$ è l'area di proiezione effettiva, limitata dalla sovrapposizione dei corpi di rottura di ancoranti adiacenti ($s \leq 4c_1$) e dalla prossimità ai bordi dell'elemento di calcestruzzo ($c_2 \leq 2c_1$) o dallo spessore dell'elemento.

- il fattore $\psi_{s,Nn}$ tiene conto della distorsione della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza dal bordo dell'elemento di calcestruzzo. Nella formula che segue si deve inserire la distanza minima dal bordo nella direzione 2:

$$\psi_{s,Nb} = 0.7 + 0.3 \cdot \left(\frac{c_2}{2c_1} \right) \leq 1$$

-il fattore $\psi_{g,Nb}$ tiene conto dell'effetto di gruppo di un numero di ancoranti n in una fila parallela al bordo:

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} - (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{s_2}{4c_1} \geq 1$$

Con $s_2 \leq 4c_1$

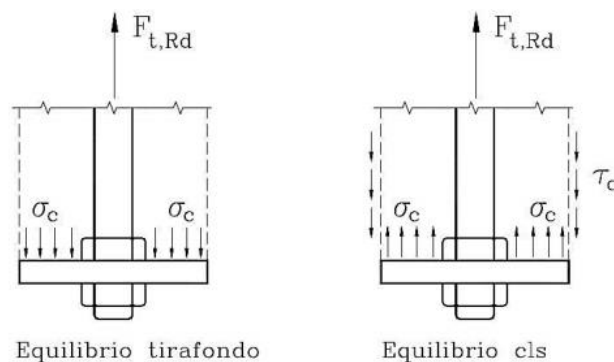
-il fattore $\psi_{sc,Nb}$ tiene conto di un effetto di gruppo, quando diversi carichi di trazione agiscono sui singoli ancoranti di un gruppo:

$$\psi_{sc,Nb} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{eN}{4c_1}}$$

1.7.2 Verifiche locali

1.7.2.1 Verifica per schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della soletta

Il sistema di ancoraggio adottato prevede dei tirafondi annegati nel getto di calcestruzzo con una rosetta di estremità; l'ancoraggio dunque si basa, oltre che sull'aderenza acciaio-calcestruzzo del gambo, sulla resistenza allo sfilamento fornita dalle rosette di estremità bullonate ai tirafondi. È quindi necessario verificare la resistenza a compressione del calcestruzzo che è soggetto a schiacciamento in corrispondenza della rosetta:



Al fine di facilitare la verifica, si affida completamente la resistenza a sfilamento del tirafondo alla rosetta di estremità senza considerare l'aderenza sul gambo. La pressione di contatto in prossimità della rosetta, viene confrontata con la tensione massima del calcestruzzo f_{cd} :

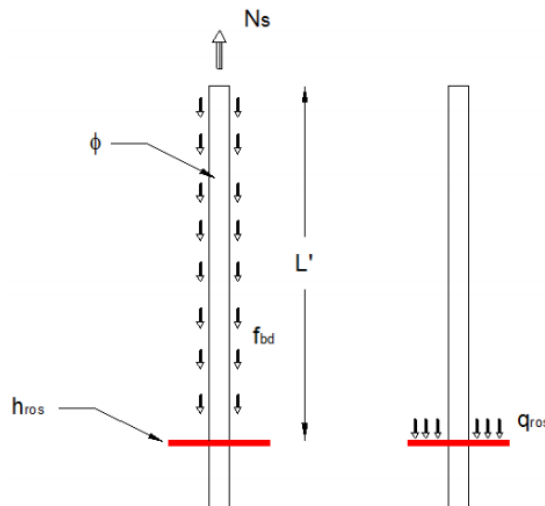
$$\sigma_{cis} = \frac{F_{t,Ed}}{A_{ros}} \leq f_{cd}$$

Dove:

- f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;
- $F_{t,Ed}$ è la sollecitazione di trazione agente nel tirafondo;
- A_{ros} è l'area netta della rosetta, ovvero depurata dal foro del gambo:
 $A_{ros} = \frac{\pi}{4} (D_{ros}^2 - d^2)$

1.7.2.2 Verifica a flessione della rosetta

La verifica a flessione della rosetta consiste nel corretto dimensionamento dello spessore di questo elemento. La verifica viene eseguita considerando il carico nominale q_{ros} che sollecita la rosetta ottenuto dall'equilibrio alla traslazione con la sollecitazione di trazione agente nel tirafondo $F_{t,Ed}$ e le tensioni di aderenza che si sviluppano all'interfaccia tra acciaio e calcestruzzo.



Dall'equilibrio, indicando con ϕ e L il diametro e la lunghezza del tirafondo, il carico agente sulla rosetta risulta pari a:

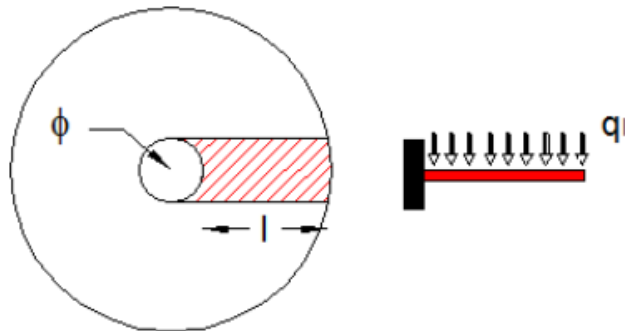
$$q_{ros} = \frac{F_{t,Ed} - f_{bd} \cdot L \cdot \pi \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2}}{A_{ros} - A_{tir}}$$

Il parametro $\left(1 + \frac{\phi}{a}\right)^2$ tiene conto degli effetti di bordo sull'aderenza acciaio calcestruzzo.

Sulla base di uno schema a mensola per la rosetta si valuta il momento massimo pari a:

$$M_{ros} = q_l \cdot \frac{l^2}{2}$$

Dove il carico distribuito è dato da $q_l = q_{ros} \cdot \phi$ mentre la lunghezza dello sbalzo è pari a $l = r_{ros} - \phi/2$.



Essendo lo spessore della rosetta pari a 25mm, si calcola il momento resistente della sezione della mensola $M_{c,Rd,ros}$:

$$M_{c,Rd,ros} = W_{el,ros} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Dove il momento resistente elastico della rosetta vale $W_{el,ros} = \phi \cdot s p_{ros}^2 / 6$.

2 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nel presente capitolo si riportano i contributi di carico presi in esame fase per fase.

L'analisi dei carichi viene fatta in accordo a quanto previsto dalla norma UNI EN 1990.

2.1 CARICHI CARATTERISTICI

2.1.1 Pesì propri e permanenti

Il peso dei vari elementi strutturali metallici è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale rispettivamente di 78.50 kN/m³.

$\gamma_{PP_acciaio}$	7 850 kg/m ³
Body,PP_acciaio (+15% per bullonature, saldature e accessori)	-11.50 m/s ²
Grigliato	~0.60 kN/m ²
Rete nella parte inferiore (solo esterno)	~1.00 kN/m ²
Rete nella parte superiore (esterno ed interno) = 2 x ~1.00 kN/m ² =	2.00 kN/m ²
New Jersey – Bordo Ponte =	
= 25.0 kN/m ³ x 0.32 m ² /m + ~1.00 kN/m_barriera = 8.00 kN/m + 1.00 kN/m =	9.00 kN/m

2.1.2 Variabili

Accidentale (su marciapiede di servizio)	1.50 kN/m ²
--	------------------------

2.1.3 Urto (solo su CV viale Europa)

Fx (barriera rigida)	500 kN
L,diffusione = 1.50 m + 2 x (1.25 m + 0.375 m / 2) =	~4.38 m
Urto diffuso = 500 kN / 4.38 m =	~114.16 kN/m

2.1.4 Sisma

Le **azioni sismiche** insistenti sulla struttura e trasmesse alla fondazione sono scarsamente significative. La massa della parte in elevazione risulta in generale esigua.

E' immediato pertanto constatare che le azioni sismiche orizzontali non potranno in generale mai essere paragonabili alle azioni orizzontali d'esercizio.

2.1.5 Vento

[cfr. EN 1991-1-4 + NAD]

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO																																																																																						
2) Emilia Romagna																																																																																						
Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]																																																																																			
2	25	750	0.015																																																																																			
a_s (altitudine sul livello del mare [m])	42																																																																																					
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$																																																																																						
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m																																																																																						
v_b (velocità di riferimento [m/s])	25																																																																																					
p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$																																																																																						
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])																																																																																						
c_e (coefficiente di esposizione)																																																																																						
c_p (coefficiente di forma)																																																																																						
c_d (coefficiente dinamico)																																																																																						
<u>Pressione cinetica di riferimento</u>		<u>Coefficiente di forma</u>		<u>Coefficiente dinamico</u>																																																																																		
$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25$ kg/mc)		E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.		Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.																																																																																		
q_b [N/mq]	390.63																																																																																					
<u>Coefficiente di esposizione</u>																																																																																						
Classe di rugosità del terreno																																																																																						
D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)																																																																																						
Categoria di esposizione																																																																																						
<p>ZONE 1,2,3,4,5</p> <table border="1"> <tr><th></th><th>2 km</th><th>10 km</th><th>30 km</th><th>500m</th><th>750m</th></tr> <tr><th>A</th><td>--</td><td>IV</td><td>IV</td><td>V</td><td>V</td></tr> <tr><th>B</th><td>--</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td><td>IV</td></tr> <tr><th>C</th><td>--</td><td>*</td><td>III</td><td>III</td><td>IV</td></tr> <tr><th>D</th><td>I</td><td>II</td><td>II</td><td>III</td><td>**</td></tr> </table> <p>* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5</p>			2 km	10 km	30 km	500m	750m	A	--	IV	IV	V	V	B	--	III	III	IV	IV	C	--	*	III	III	IV	D	I	II	II	III	**	<p>ZONA 6</p> <table border="1"> <tr><th></th><th>2 km</th><th>10 km</th><th>30 km</th><th>500m</th></tr> <tr><th>A</th><td>--</td><td>III</td><td>IV</td><td>V</td></tr> <tr><th>B</th><td>--</td><td>II</td><td>III</td><td>IV</td></tr> <tr><th>C</th><td>--</td><td>I</td><td>II</td><td>III</td></tr> <tr><th>D</th><td>I</td><td>I</td><td>II</td><td>III</td></tr> </table>			2 km	10 km	30 km	500m	A	--	III	IV	V	B	--	II	III	IV	C	--	I	II	III	D	I	I	II	III	<p>ZONE 7,8</p> <table border="1"> <tr><th></th><th>1.5 km</th><th>0.5 km</th></tr> <tr><th>A</th><td>--</td><td>IV</td></tr> <tr><th>B</th><td>--</td><td>IV</td></tr> <tr><th>C</th><td>--</td><td>III</td></tr> <tr><th>D</th><td>I</td><td>*</td></tr> </table> <p>* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7</p>			1.5 km	0.5 km	A	--	IV	B	--	IV	C	--	III	D	I	*	<p>ZONA 9</p> <table border="1"> <tr><th></th><th>I</th></tr> <tr><th>A</th><td>--</td></tr> <tr><th>B</th><td>--</td></tr> <tr><th>C</th><td>--</td></tr> <tr><th>D</th><td>I</td></tr> </table>		I	A	--	B	--	C	--	D	I
	2 km	10 km	30 km	500m	750m																																																																																	
A	--	IV	IV	V	V																																																																																	
B	--	III	III	IV	IV																																																																																	
C	--	*	III	III	IV																																																																																	
D	I	II	II	III	**																																																																																	
	2 km	10 km	30 km	500m																																																																																		
A	--	III	IV	V																																																																																		
B	--	II	III	IV																																																																																		
C	--	I	II	III																																																																																		
D	I	I	II	III																																																																																		
	1.5 km	0.5 km																																																																																				
A	--	IV																																																																																				
B	--	IV																																																																																				
C	--	III																																																																																				
D	I	*																																																																																				
	I																																																																																					
A	--																																																																																					
B	--																																																																																					
C	--																																																																																					
D	I																																																																																					
$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot I_n(z/z_0) [7 + c_t \cdot I_n(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$		z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a_s [m]																																																																																	
$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$		10	2	D	42																																																																																	
c_e		2.35																																																																																				
La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale:		918.86 N/mq (0.9188 kN/mq)																																																																																				
Cat. Esposiz.		k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t																																																																																	
II		0.19	0.05	4	1																																																																																	

Cautelativamente applichiamo il **cp per le zone di bordo** con **opacità al 100%**:

$$Q_{wind} = 2.10 \times \sim 920 \text{ N/m}^2 = \dots \sim 1930 \text{ N/m}^2$$

2.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4./NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D.

Per le azioni variabili considerate si eseguiranno le permutazioni necessarie alla definizione di volta in volta dell'azione principale e delle secondarie.

Di seguito si riepilogano le combinazioni di carico utilizzate nelle verifiche.

S.L.U. - STR

Si considera, nell'ambito dello S.L.U. (STR) l'inviluppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{q,1} Q_{k,1} + \gamma_{q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{q,3} \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \gamma_{q,n} \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

ECC

Si considera l'inviluppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,2} Q_{k,2} + \psi_{2,3} Q_{k,3} + \dots + \psi_{2,n} Q_{k,n}$$

S.L.E. - Caratteristica Rara

Si considera l'inviluppo le seguenti combinazioni.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k,1} + \psi_{0,2} Q_{k,2} + \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots + \psi_{0,n} Q_{k,n}$$

Ai fini delle valutazioni delle sollecitazioni lungo la struttura, si utilizzano i coefficienti di combinazione di seguito indicati. Per le combinazioni e gli approcci relativi alle azioni in fondazione, si rimanda allo specifico capitolo.

Tabella 2-1 - Coefficienti di combinazione agli Stati Limite

	γ SLU-STR	γ SLU-GEO	γ ECC	psi 0	psi 1	psi 2
PP	1.00÷1.30	1.00	1.00	1	1	1
Perm	1.00÷1.30	1.00	1.00	1	1	1
Neve	0.00÷1.50	0.00÷1.30	1.00	0.5	0.2	0
Accid_serv (Max)	0.00÷1.50	0.00÷1.30	1.00	0.7	0.7	0.6
Accid_serv (Min)	0.00÷1.50	0.00÷1.30	1.00	0.7	0.7	0.6
VENTO (Max)	0.00÷1.50	0.00÷1.30	1.00	0.6	0.2	0
VENTO (Min)	0.00÷1.50	0.00÷1.30	1.00	0.6	0.2	0

2.3 SOLLECITAZIONI AGENTI

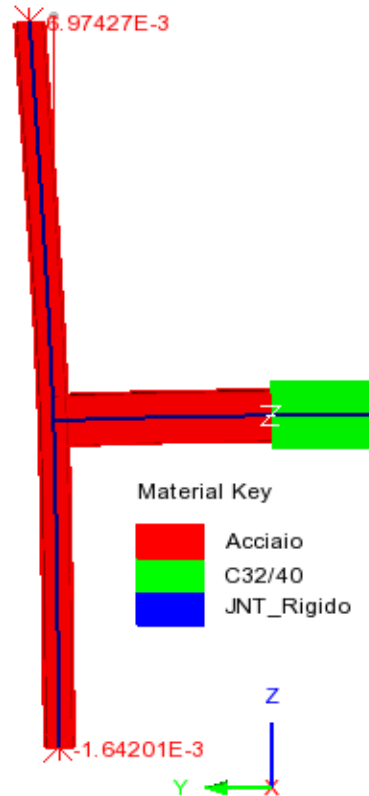
Le sollecitazioni agenti massime sono riportate di seguito per ogni singola verifica di elemento.

3 VERIFICHE STRUTTURALI

3.1 DEFORMABILITÀ

3.1.1 Spostamento orizzontale massimo

Scale: 1: 22.6937
 Zoom: 43.5233
 Eye: (-1.0, 0.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: DY
 SLE Rara (Max)
 Maximum displacement 7.17579E-3 at node 16
 Deformation exaggeration: 18.9753
 Peak/value entity: Displacement
 Peak/value component: DY (Units: m)
 Peak range(%): 0.0
 Peak/value maximum 6.97427E-3 at node 16
 Peak/value minimum -1.64201E-3 at node 1



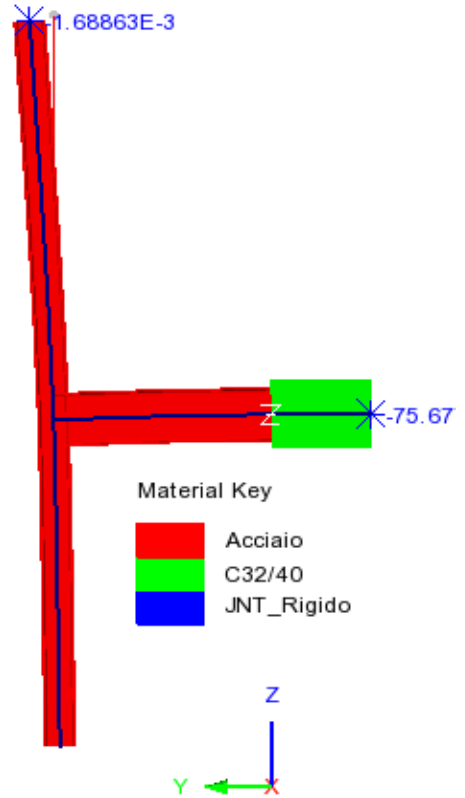
DY,max 7.0 mm

DY/H = 7.0 mm / 2 050 mm = 1/292 -

3.1.2 Spostamento verticale massimo

Scale: 1: 22.6937
 Zoom: 43.5233
 Eye: (-1.0, 0.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 Combining on: DZ
 SLE Rara (Min)
 Maximum displacement 7.17579E-3 at node 16
 Deformation exaggeration: 18.9753

Peak/value entity: Displacement
 Peak/value component: DZ (Units: m)
 Peak range(%): 0.0
 Peak/value maximum -75.6773E-12 at node 5
 Peak/value minimum -1.68863E-3 at node 16



DZ,max 1.7 mm
 DZ/H = 1.7 mm / 2 050 mm = 1/1206 -

3.2 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

In base alle indicazioni della UNI EN 1993-1-1 § 5.6, si determinano le classi dei montanti in oggetto:

Acciaio S355

ϵ 0.81 -

Sezione	fy	ϵ	Anima						
			h	tf	r1	tw	cw	c/(t*eps)	classe
	[MPa]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	FLEX
HE 180 B	355	0.81	180	14	15	8.5	122	17.64	1
IPE 400	355	0.81	400	13.5	21	8.6	331	47.31	1

Sezione	fy	ϵ	Instabilità anima			Flangia esterna			
			hw / t	72 x ϵ / η	verifica	b	cb	c/(t*eps)	classe
	[MPa]	[-]	[-]	[-]		[mm]	[mm]	[-]	COMPR
HE 180 B	355	0.81	21.2	59.39	No instab. Anima	180	70.75	6.21	1
IPE 400	355	0.81	46.5	59.39	No instab. Anima	180	64.7	5.89	1

Si conducono comunque le verifiche elastiche.

3.3 MONTANTE

3.3.1 Sollecitazioni

			Assiale	Taglio	Flettente
			Fx	Fz	My
			[N]	[N]	[Nm]
SLU-STR	Fx	MAX	9 569	0	0
SLU-STR	Fx	min	-21 705	0	0
SLU-STR	Fz	MAX	-16 696	22 176	-27 878
SLU-STR	Fz	min	-21 705	-22 176	27 878
SLU-STR	My	MAX	-21 705	-22 176	27 878
SLU-STR	My	min	-16 696	22 176	-27 878
SLE Rara	Fx	MAX	7 360	0	0
SLE Rara	Fx	min	-16 696	0	0
SLE Rara	Fz	MAX	-16 696	14 784	-18 586
SLE Rara	Fz	min	-16 696	-14 784	18 586
SLE Rara	My	MAX	-16 696	-14 784	18 586
SLE Rara	My	min	-16 696	14 784	-18 586

3.3.2 Verifica

M_{Sd} 27.88 kNm

$M_{el,Rd} = W_{el} \times f_{yk} / \gamma_{M,0} = 425\,700 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ MPa} / 1.05 = \dots\dots\dots 143.92 \text{ kNm}$

V_{Sd} 22.18 kN

$V_{c,Rd} = (A_v \times f_{yk}) / (3^{0.5} \times \gamma_{M,0}) = ((180 \text{ mm} \times 8.5 \text{ mm}) \times 355 \text{ MPa}) / (3^{0.5} \times 1.05) = \dots\dots\dots 298.66 \text{ kN}$

3.4 TRAVERSA

3.4.1 Sollecitazioni

			Assiale	Taglio	Flettente
			Fx	Fz	My
			[N]	[N]	[Nm]
SLU-STR	Fx	MAX	46 080	-29 877	43 576
SLU-STR	Fx	min	-46 080	-44 463	39 912
SLU-STR	Fz	MAX	-46 080	-27 871	-9 216
SLU-STR	Fz	min	27 648	-46 872	56 570
SLU-STR	My	MAX	46 080	-44 463	58 344
SLU-STR	My	min	-46 080	-38 106	-9 216
SLE Rara	Fx	MAX	30 720	-29 877	40 504
SLE Rara	Fx	min	-30 720	-33 625	31 189
SLE Rara	Fz	MAX	-30 720	-27 871	-6 144
SLE Rara	Fz	min	18 432	-35 232	42 294
SLE Rara	My	MAX	30 720	-33 625	43 477
SLE Rara	My	min	-30 720	-29 120	-6 144

3.4.2 Verifica

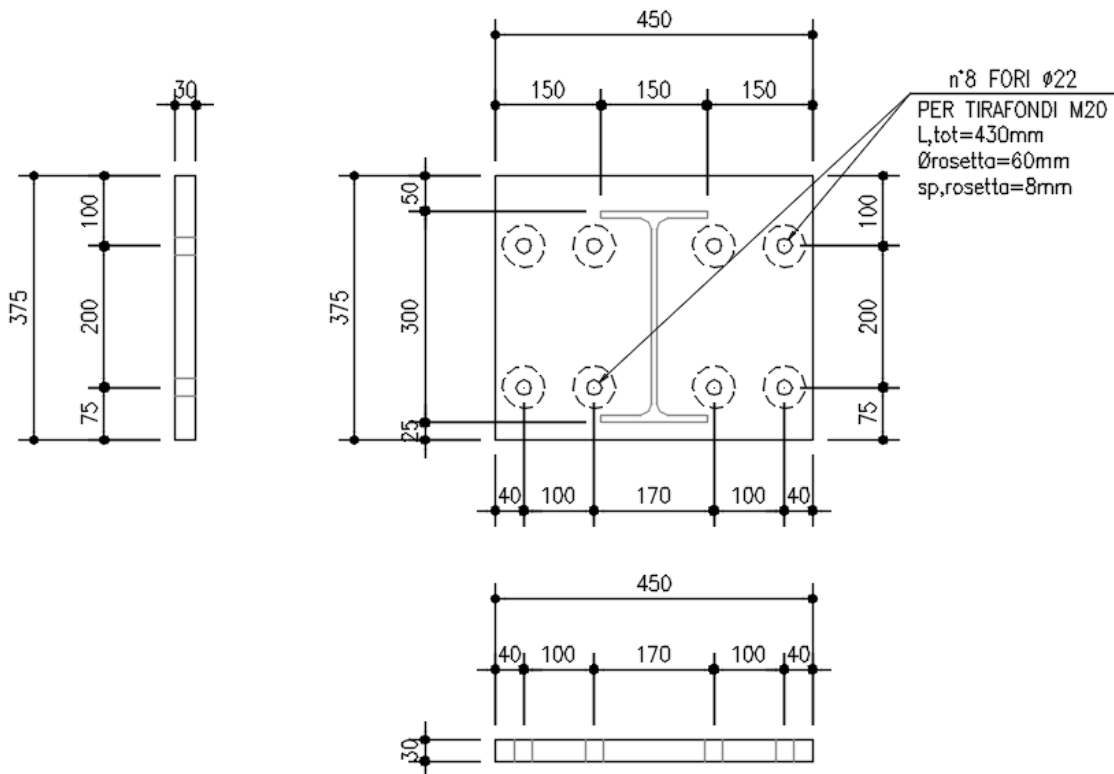
M, S_d 58.35 kNm

$M_{el, Rd} = W_{el} \times f_{yk} / \gamma_{M,0} = 557\,100 \text{ mm}^3 \times 355 \text{ MPa} / 1.05 =$ 188.35 kNm

V, S_d 46.87 kN

$V_{c, Rd} = (A_v \times f_{yk}) / (3^{0.5} \times \gamma_{M,0}) = ((300 \text{ mm} \times 7.1 \text{ mm}) \times 355 \text{ MPa}) / (3^{0.5} \times 1.05) =$ 415.77 kN

3.5 PIASTRA METALLICA DI ANCORAGGIO SU CORDOLO



3.5.1 Sollecitazioni

			Assiale	Verticale	Flettente
			Fy	Fz	Mx
			[N]	[N]	[Nm]
SLU-STR	Fy	MAX	46 080	-30 591	-43 576
SLU-STR	Fy	min	-46 080	-47 265	-39 912
SLU-STR	Fz	MAX	0	-30 591	-34 360
SLU-STR	Fz	min	0	-50 478	-51 040
SLU-STR	Mx	MAX	-46 080	-30 591	-25 144
SLU-STR	Mx	min	46 080	-47 265	-58 344
SLE Rara	Fy	MAX	30 720	-30 591	-40 504
SLE Rara	Fy	min	-30 720	-35 589	-31 189
SLE Rara	Fz	MAX	0	-30 591	-34 360
SLE Rara	Fz	min	0	-37 731	-38 608
SLE Rara	Mx	MAX	-30 720	-30 591	-28 216
SLE Rara	Mx	min	30 720	-35 589	-43 477

3.5.2 Verifica piastra e tirafondo

Combo	V,vert	V,orizz	Assiale	M,vert	M,orizz	M,torc
	[N]	[N]	[N]	[Nm]	[Nm]	[Nm]
Fy,MAX	-30 591	0	46 080	-43 576	0	0
Fy,min	-47 265	0	-46 080	-39 912	0	0
Fz,MAX	-30 591	0	0	-34 360	0	0
Fz,min	-50 478	0	0	-51 040	0	0
Mx,MAX	-30 591	0	-46 080	-25 144	0	0
Mx,min	-47 265	0	46 080	-58 344	0	0

AZIONI TAGLIANTI								AZIONI ASSIALI	
n°b_taglio	sup. taglio	r,max	Σr^2	β		\emptyset	A,res		
[-]	[-]	[mm]	[mm ²]	[rad]	[°]	[mm]	[mm ²]		
8	1	210	245 544	0.50	28.4	20	245		
Combo	Th	Tv	S,max	S,max H	S,max V	R,max	Fv,Ed	σ_s	Ft,Ed
	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[MPa]	[N]
Fy,MAX	0	3 824	0	0	0	3 824	3 824	188.20	46 108
Fy,min	0	5 908	0	0	0	5 908	5 908	127.33	31 196
Fz,MAX	0	3 824	0	0	0	3 824	3 824	129.85	31 814
Fz,min	0	6 310	0	0	0	6 310	6 310	192.89	47 259
Mx,MAX	0	3 824	0	0	0	3 824	3 824	71.51	17 521
Mx,min	0	5 908	0	0	0	5 908	5 908	244.01	59 782
						MAX	6 310	MAX	59 782

VERIFICHE															
		Classe	ftb				ftk,acciaio	d0	t						
		[-]	[MPa]				[MPa]	[mm]	[mm]						
		8.8	800				510	22	30.0						
Combo	Fv,Ed	Ft,Ed	Fv,Rd	Ft,Rd	Ver V	Ver. N	Ver comb V+N	e1	p1	e2	p2	α	k	Fbd,Rd	Ver.Rif
	[N]	[N]	[N]	[N]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[N]	[-]
Fy,MAX	3 824	46 108	94 080	141 120	0.04	0.33	0.27	75	200	40	170	1.00	2.50	612 000	0.01
Fy,min	5 908	31 196	94 080	141 120	0.06	0.22	0.22	75	200	40	170	1.00	2.50	612 000	0.01
Fz,MAX	3 824	31 814	94 080	141 120	0.04	0.23	0.20	75	200	40	170	1.00	2.50	612 000	0.01
Fz,min	6 310	47 259	94 080	141 120	0.07	0.33	0.31	75	200	40	170	1.00	2.50	612 000	0.01
Mx,MAX	3 824	17 521	94 080	141 120	0.04	0.12	0.13	75	200	40	170	1.00	2.50	612 000	0.01
Mx,min	5 908	59 782	94 080	141 120	0.06	0.42	0.37	75	200	40	170	1.00	2.50	612 000	0.01
			MAX		0.07	0.42	0.37							MAX	0.01

3.6 VERIFICA ANCORAGGIO SU NUOVO CORDOLO

3.6.1 Dati di input

Materiali		
Acciaio ancoranti		
f _{yk} [MPa]	640	: resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio (valore nominale)
f _{uk} [MPa]	800	: resistenza caratteristica allo stato limite ultimo dell'acciaio (valore nominale)
Calcestruzzo		
f _{ck} [MPa]	28.0	: resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
f _{ck,cubo} [MPa]	35.0	: resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo misurata su cubi di lato 150 mm (valore della classe di resistenza del calcestruzzo secondo EN 206-8)
Fessurazione	no	: si = fessurato / no = non fessurato

Geometria		
Acciaio		
d _{nom} [mm]	20	: diametro esterno dell'ancorante
A _s [mm ²]	245	: sezione trasversale di acciaio sollecitato
Calcestruzzo		
B [mm]	375	: Profondità (// c) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
L [mm]	4,000	: Larghezza (// s) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
H [mm]	610	: Altezza (// h,ef) dell'elemento in cls su cui è installato l'ancorante
n _c [mm]	2	: numero "righe" (//c) di tirafondi
n _s [mm]	4	: numero "colonne" (//s) di tirafondi
c ₁ [mm]	100	: distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
c _{interno} [mm]	200	: interasse ancoraggi (secondo la direzione del taglio !!!)
c _{1bis} [mm]	75	: altra distanza dal bordo (secondo la direzione del taglio !!!)
s ₁ [mm]	1,815	: distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s _{interno} [mm]	123	: interasse ancoraggi (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
s _{1bis} [mm]	1,815	: altra distanza dal bordo (ortogonale alla direzione del taglio !!!)
hef [mm]	300	: profondità effettiva di ancoraggio
e ₁ [mm]	0	: distanza tra carico di taglio e la superficie del calcestruzzo

CASO	Sollecitazione	NSd	VSd	TRAZIONE		TAGLIO		
				n	NhSd	n	VhSd	
		[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]	
		: azione assiale di sfilamento (massima)	: taglio sul singolo ancorante	: numero di ancoranti tesi del gruppo	: azione assiale di sfilamento del gruppo	: numero di ancoranti resistenti a taglio	: taglio sul gruppo di ancoranti	
1	SLU	46.11	3.82	SLU	4	184.43	8	30.59
2	SLU	31.20	5.91	SLU	4	124.78	8	47.26
3	SLU	31.81	3.82	SLU	4	127.26	8	30.59
4	SLU	47.26	6.31	SLU	4	189.04	8	50.48
5	SLU	17.52	3.82	SLU	4	70.08	8	30.59
6	SLU	59.78	5.91	SLU	4	239.13	8	47.26

3.6.2 Riassunto verifiche

Caso		1	2	3	4	5	6
Celle risultato:							
H	[mm]	610	610	610	610	610	610
hef	[mm]	300	300	300	300	300	310
p_legature	[mm]	200	200	200	200	200	200
Ølegature	[mm]	16	16	16	16	16	16
p_staffe	[mm]	100	100	100	100	100	100
Østaffe	[mm]	16	16	16	16	16	16
Ølong_splitting	[mm]	16	16	16	16	16	16
p_long_splitting	[mm]	100	100	100	100	100	100
betaN_sp	[-]	0.85	0.57	0.59	0.87	0.32	1.19
betaN_cono_cls_it2	[-]	1.76	1.19	1.21	1.80	0.67	3.24
betaN_blow_it2	[-]	0.23	0.15	0.16	0.23	0.09	0.42
betaN_ros_it2	[-]	0.07	0.05	0.05	0.07	0.03	0.13
betaV_acciaio	[-]	0.05	0.08	0.05	0.08	0.05	0.08
betaV_pryout	[-]	0.19	0.30	0.19	0.32	0.19	0.43
betaV_bordo_cls	[-]	0.81	1.25	0.81	1.33	0.81	1.76
betaN_sfilamento	[-]	0.29	0.20	0.20	0.30	0.11	0.38
betaN_splitting	[-]	0.15	0.10	0.10	0.15	0.06	0.19
betaN_splitting_long	[-]	0.39	0.26	0.27	0.40	0.15	0.51
betaV_tagliostaffa	[-]	0.43	0.67	0.43	0.71	0.43	0.67
beta_combo1	[-]	2.57	2.44	2.02	3.13	1.48	5.00
beta_combo2	[-]	3.06	2.69	2.06	3.96	1.27	8.17
beta_combo1_eff	[-]	0.82	0.93	0.70	1.11	0.58	1.17
beta_combo2_eff	[-]	0.53	0.68	0.42	0.85	0.34	0.90
beta_combo_acciaio	[-]	0.13	0.06	0.06	0.14	0.02	0.22
beta_schiacciamento_cls	[-]	0.56	0.38	0.39	0.57	0.21	0.72
beta_flessione_rosetta	[-]	0.16	-0.13	-0.12	0.18	-0.40	0.40

3.6.3 Verifiche estese

Si riportano le verifiche estese del caso più gravoso: Caso 6.

Sollecitazioni		
Stato limite	SLU	
direzione dell'azione	SE	
Singolo ancorante		
N ^h Sd [kN]	46.11	: azione assiale di sfilamento (massima) del singolo ancorante
V ^h Sd [kN]	3.82	: taglio (massimo) sul singolo ancorante
Gruppo di ancoranti		
N ^e Sd [kN]	184.43	: azione assiale di sfilamento del gruppo di ancoranti
V ^e Sd [kN]	30.59	: taglio sul gruppo di ancoranti

Resistenza a carichi di trazione		
Rottura dell'acciaio		
N _{Rk,s} = A _s * f _{uk} [kN]	196.00	: resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
γ _{Ms}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
N _{Rk,s} / γ _{Ms} [kN]	130.67	: resistenza di progetto del SINGOLO ancorante nel caso di rottura dell'acciaio
N _{Sd} [kN]	46.11	: azione assiale di sfilamento (massima) del SINGOLO ancorante
β _N [-]	0.35	

Rottura per sfilamento dell'ancorante (valido per ancoranti a piolo)

k_2	10.5	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
D_{ros} [mm]	70	: diametro della testa dell'ancorante
t_{ros} [mm]	8	: spessore della testa dell'ancorante
A_h [mm ²]	3317.52	: area portante della testa dell'ancorante
$N_{Rk,p}$ [kN]	975.35	
γ_{Mp}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,p} = N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$ [kN]	650.23	: resistenza di progetto
N_{gsd} [kN]	46.11	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti
β_N [-]	0.07	

Rottura per blow-out del cls (valido per ancoranti a piolo)

k_5	12.20	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
c_1	100.00	: minima distanza dal bordo nella direzione 1
c_2	1815.00	: minima distanza dal bordo nella direzione 2
f	310.00	: copriferro inferiore
A_h [mm ²]	3317.52	: area portante della testa dell'ancorante
$N_{Ork,cb}$ [kN]	371.83	: resistenza caratteristica di un singolo ancorante non influenzata da ancoranti adiacenti
$A_{Oc,Nb}$ [mm ²]	160,000	: area di riferimento proiettata per un singolo ancorante con una distanza dal bordo c_1
$A_{e,Nb}$ [mm ²]	308,000	: area di proiezione effettiva
$\psi_{s,Nb}$ [-]	1.00	: fattore che tiene conto della vicinanza di un bordo dell'elemento di cls
$\psi_{g,Nb}$ [-]	1.69	: fattore che tiene conto dell'effetto di gruppo degli ancoranti vicini al bordo
$\psi_{ec,Nb}$ [-]	1.00	: fattore che tiene conto dell'eccentricità del carico di trazione
$N_{Rk,cb}$ [kN]	1210.85	: resistenza caratteristica in caso di rottura per blow-out
$N_{rd,cb} = N_{Rk,cb} / \gamma_{Mc}$ [kN]	807.24	: resistenza di progetto per blow-out del cls
N_{gsd} [kN]	184.43	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti
β_N [-]	0.23	

Rottura del cono di calcestruzzo		
k_1 [-]	12.70	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
$N_{Rk,c}^0 = k_1 * v_{f_{ck}} * h_{eff}^{1.5}$ [kN]	349.19	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$s_{cr,N}$ [mm]	900	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$c_{cr,N}$ [mm]	450	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per rottura del cono di calcestruzzo (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$ [mm ²]	810,000	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interassi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$ [mm ²]	476,250	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\Psi_{s,N}$ [-]	0.767	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\Psi_{M,N}$ [-]	1.00	Valore pari ad 1 quando $c < 1.5 h_{eff}$, da valutare negli altri casi
$\Psi_{re,N}$ [-]	1.00	: fattore che considera le sezioni "densamente armate" di calcestruzzo
$\Psi_{ec,N}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
$N_{Rk,c}$ [kN]	157.41	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Mc}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{rd,c} = N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$ [kN]	104.94	: resistenza di progetto ...
N_{gSd} [kN]	184.43	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti .
β_N [-]	1.76	

Poiché la verifica per il meccanismo di rottura conica non risulta soddisfatta, si dispongono le staffe aggiuntive $\varnothing 16/10$ la cui verifica risulta:

Armatura aggiuntiva per soddisfacimento verifica a rottura conica (Carichi di TRAZIONE)

staffa 1		
0.75 x hef [mm]	225.00	: distanza massima dall'ancorante per il posizionamento dell'armatura
passo staffe [mm]	100	
∅ interc. (staffe) [mm]	16	
c,min [mm]	40	: copriferro minimo per As,aggiuntiva
a_dx	60	: distanza tra il braccio dx del gancio e il tirafondo teso
a_sx	235	: distanza tra il braccio sx del gancio e il tirafondo teso
coefficiente per il calcolo di l _{1,min}	4	: 4 per staffe chiuse; 10 per barre dritte
l _{1,min}	64.00	:lunghezza media nel cono di rottura delle armature supplementari
L ₁	294.00	
L _{1,bis}	294.00	
l _{1_dx}	245.00	
l _{1_sx}	420.00	
l ₁	665.00	:lunghezza di ancoraggio (alla parte di staffa verticale aggiungo la parte di staffa orizzontale nella direzione // a c)
L,tot [mm]	820.00	: larghezza totale della zona in cui intercettare le barre
n°∅ intercettati (bracci staffe)	8	
fbd [MPa]	2.90	: resistenza tangenziale di aderenza DI PROGETTO
c _d [mm]	50.0	: minimo tra i copriferri e metà della distanza tra le barre
a1 [-]	1.0	: tiene conto dell'effetto della forma delle barre posto che il copriferro sia
a _{z,ancor} [-]	0.70	: fattore per aderenza ancorante chimico
f _{yd} [MPa]	391	Resistenza a trazione della barra di acciaio inserita
N _{o,Rd,a} [kN]	78.68	:resistenza minima tra sfilamento e rottura barra acciaio singolo braccio
N _{Rd,a} [kN]	629.41	:Resistenza a sfilamento di tutti i bracci interessati dal cono (staffe+ganci)
N _{gsd} [kN]	184.43	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti.
βN [-]	0.29	
βN,effettivo [-]	0.29	

Resistenza a frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico ("splitting")		
$N_{RK,SP}^0 = \min(N_{RK,c}^0 ; N_{RK,p}^0)$ [kN]	349.19	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante
$S_{cr,sp}$ [mm]	600	: interasse necessario per garantire la trasmissione della resistenza caratteristica a trazione di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$c_{cr,sp}$ [mm]	300	: distanza dal bordo necessaria per garantire la trasmissione della resistenza a trazione caratteristica di un singolo ancorante, senza effetti di interasse o distanza dal bordo nel caso di cedimento per frantumazione superficiale del calcestruzzo sotto carico (metodo di progettazione A)
$A_{c,N}^0$ [mm ²]	360,000	: area di calcestruzzo di un ancorante singolo senza effetti di interessi e distanza dal bordo sulla superficie del calcestruzzo
$A_{c,N}$ [mm ²]	363,750	: area effettiva del cono di calcestruzzo di un ancorante sulla superficie del calcestruzzo
$\Psi_{s,N}$ [-]	0.80	: fattore che considera la distribuzione non uniforme delle sollecitazioni nel calcestruzzo dovuta alla vicinanza ai bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\Psi_{re,N}$ [-]	1.00	: fattore che considera le sezioni "denzamente armate" di calcestruzzo
$\Psi_{ec,N}$ [-]	1.00	: fattore che tiene in conto dell'eccentricità del carico
h_{min} [mm]	340	: valore minimo dello spessore dell'elemento di calcestruzzo
H [mm]	610	: spessore elemento in cls
$\Psi_{h,sp}$ [-]	1.21	: fattore che considera l'influenza della reale profondità di infissione
$N_{RK,sp}$ [kN]	326.08	: resistenza caratteristica in caso di rottura del cono di calcestruzzo
γ_{Msp}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$N_{Rd,sp} = N_{RK,sp} / \gamma_{Msp}$ [kN]	217.39	: resistenza di progetto ...
N_{sd} [kN]	184.43	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti .
β_N [-]	0.85	

Le verifiche per splitting risultano soddisfatte ma si considera ugualmente il contributo delle armature aggiuntive disposte ovvero le staffe $\varnothing 16/10$ e le armature correnti $\varnothing 16/10$:

Armatura aggiuntiva trasversale per soddisfacimento verifica a rottura per splitting (carichi di trazione)		
staffa 1		
k_4	0.5	:fattore tipologia ancorante
passo staffe [mm]	100	
\varnothing interc. (staffe) [mm]	16	
coefficiente per il calcolo di $l_{1,min}$	4	: 4 per staffe chiuse; 10 per barre dritte
$l_{1,min}$	64.00	:lunghezza minima nel cono di rottura delle armature supplementari
L_{tot} [mm]	820.00	: larghezza totale della zona in cui intercettare le barre
n bracci	1	: numero di bracci delle staffe
$n \cdot \varnothing$ intercettati (bracci staffe)	8.00	
f_{yd} [MPa]	391	Resistenza a trazione della barra di acciaio inserita
$A_{s,tot}$ [mm ²]	1608.50	: area di acciaio disponibile ad assorbire il taglio
N_{Rd} [kN]	1,258.82	: resistenza a trazione verticale delle armature aggiuntive disposte
limitazione delle fessure $w_k \leq 0.3mm$		
σ_s trasv	57.3	MPa-tensione nelle barre trasversali
spaziatura	100	mm
ϕ	16	mm
$\phi_{,max}$	32	mm
spaziatura massima	300	mm
verifica		la fessurazione è $w < 0.3mm$

Armatura longitudinale per soddisfacimento verifica splitting (Carichi di TRAZIONE)		
k_4	0.5	: fattore tipologia di ancorante
\varnothing Armatura superficiale longitudinale	16	
L_{tot}	375.00	: larghezza totale della zona in cui intercettare le barre
passo ferri longitudinali	100	
$n^\circ \varnothing$ intercettati	3	
$A_{s,tot}$ [mm ²]	603.19	: area di acciaio disponibile ad assorbire l'azione di splitting
N_{Rd} [kN]	472.06	: resistenza a trazione verticale delle armature aggiuntive disposte
N_{gSd} [kN]	184.43	: azione assiale di sfilamento (massima) del GRUPPO di ancoranti .
β_N [-]	0.39	
β_N ,effettivo [-]	0.39	
limitazione delle fessure $w_k \leq 0.3\text{mm}$		
σ_s long	152.9	MPa-tensione nelle barre longitudinali
spaziatura	100	mm
ϕ	16	mm
ϕ ,max	32	mm
spaziatura massima	300	mm
verifica	la fessurazione è $w=0.3\text{mm}$	
Resistenza a carichi di taglio		
Rottura dell'acciaio		
$V_{Rk,s} = k_6 * A_s * f_{uk}$ [kN]	98.00	: resistenza caratteristica del SINGOLO ancorante nel caso di rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)
γ_{Ms}	1.25	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$ [kN]	78.40	: resistenza di progetto di un ancorante ...
V_{Sd} [kN]	3.82	: taglio (massimo) agente sul SINGOLO ancorante
$\beta_V = V_{Sd} / V_{Rd,s}$ [-]	0.05	
Rottura per pryout / scalzamento del calcestruzzo		
k_p [-]	2.00	: fattore per profondità di ancoraggio
$V_{Rk,cp} = \min(k_p * N_{Rk,p}; k_p * N_{Rk,c})$ [kN]	236.11	: resistenza caratteristica per pryout/scalzamento
γ_{Mp}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,cp} = V_{Rk,cp} / \gamma_{Mp}$ [kN]	157.41	: resistenza di progetto per pryout/scalzamento
V_{Sd} [kN]	30.59	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
β_V [-]	0.19	

Rottura del bordo di calcestruzzo		
k_1 [-]	2.40	: coefficiente per calcestruzzo fessurato o meno
l_f [mm]	240.00	
α [-]	0.18	: coefficiente funzione della profondità di ancoraggio
β [-]	0.08	: coefficiente funzione del diametro dell'ancorante
$V_{Rk,c}^0 = k_1 * d^{\alpha} * l_f^{\beta} * (v_{fck}) * c^{1.5}$ [kN]	21.47	: valore iniziale della resistenza caratteristica di un ancorante posto in calcestruzzo fessurato e caricato perpendicolarmente al bordo
n [-]	8	: numero di ancoranti resistenti a taglio del gruppo considerato
$A_{c,v}^0$ [mm ²]	25,313	: area di base del cono di calcestruzzo di un singolo ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo non influenzata (...)
n,c [-]	1	
c_1 [mm]	75.0	
$c_{interno}$ [mm]	0.0	
c_{1bis} [mm]	300.0	
n,s [-]	4	
s_1 [mm]	1815.0	
$s_{interno}$ [mm]	123.3	
s_{1bis} [mm]	1815.0	
$A_{c,v}$ [mm ²]	66,938	: area effettiva della base del cono di calcestruzzo dell'ancorante sulla superficie laterale del calcestruzzo
$\psi_{s,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera l'influenza sulla resistenza a taglio della distribuzione delle sollecitazioni nel calcestruzzo per la vicinanza degli ancoranti ad ulteriori bordi dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{h,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera il fatto che la resistenza a taglio non diminuisce proporzionalmente allo spessore dell'elemento come ipotizzato nel rapporto $A_{c,v}/A_{0c,v}$
α_v [°]	0.0	: angolo tra il carico applicato VSd e la direzione perpendicolare all'estremo libero dell'elemento di calcestruzzo
$\psi_{a,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera α_v
$\psi_{ec,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera l'effetto di gruppo quando differenti carichi di taglio agiscono sui singoli ancoranti del gruppo
Staffe con int. risretto	0	
$\psi_{re,v}$ [-]	1.00	: fattore che considera la posizione dell'ancorante in calcestruzzo fessurato o non fessurato
$V_{Rk,c}^e$ [kN]	56.78	: resistenza caratteristica in caso di rottura del bordo di calcestruzzo è data dall'equazione
γ_{Mc}	1.50	: coefficiente parziale di sicurezza
$V_{Rd,c}^e = V_{Rk,c}^e / \gamma_{Mp}$ [kN]	37.85	: resistenza di progetto di un gruppo di ancoranti
V_{Sd}^e [kN]	30.59	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
$\beta_v = V_{Sd}^e / V_{Rd,c}^e$ [-]	0.81	

Sebbene la verifica per il meccanismo di rottura a taglio del bordo di calcestruzzo sia soddisfatta, al fine di soddisfare le verifiche combinate, si considera il contributo delle armature disposte ovvero delle staffe $\varnothing 16/10$ e delle legature $\varnothing 16/20$:

Armatura aggiuntiva per soddisfacimento verifica rottura bordo (Carichi di TAGLIO)		
staffa1		
0.75 x c1 [mm]	56.25	: distanza massima dall'ancorante per il posizionamento dell'armatura
passo staffe [mm]	100	
L ₁ [mm]	17	
L _{1bis} [mm]	17	
L _{tot} [mm]	403.00	: larghezza totale della zona in cui intercettare le barre
l ₁	102.00	: lunghezza di ancoraggio nel corpo di rottura della staffa
l _{1,legature}	19.50	: lunghezza di ancoraggio nel corpo di rottura della legatura
n°∅ intercettati	4	
∅ interc. (staffe) [mm]	16	
A _{s,tot} [mm ²]	804.25	: area di acciaio disponibile ad assorbire il taglio
f _{yd} [MPa]	391.30	Resistenza a trazione della barra di acciaio inserita
coefficiente per il calcolo di l _{1,min}	4	: 4 per staffe chiuse; 10 per barre dritte
c _{min,o,legatura} [mm]	50	: coprifermo orizzontale della legatura
c _{min,v} [mm]	40	: coprifermo verticale delle staffe
c _{min,o} [mm]	40	: coprifermo orizzontale delle staffe
c _d [mm]	50.00	: minimo tra i coprifermi e metà della distanza tra le barre
α ₁ [-]	1.0	: tiene conto dell'effetto della forma delle barre posto che il coprifermo sia adeguato
α _{2,ancor} [-]	0.7	: fattore per aderenza ancorante chimico
passo legature	200	passo legature
n legature intercettate	2	numero legature intercettate
∅ legature	16.00	diametro legatura
V _{Rd',0} [kN]	4.07	Resistenza a trazione orizzontale della singola legatura disposta
V _{Rd,0} [kN]	21.27	Resistenza a trazione orizzontale della singola barra disposta
V _{Rd} [kN]	93.23	: resistenza a trazione orizzontale delle armature aggiuntive disposte
e _z	40.00	distanza tra asse di armatura e la linea della forza di taglio agente sull'elemento di collegamento
z	127.50	braccio coppia interna formula 6.6. Eurocodice 2 -4
βV [-]	0.43	: taglio agente sul GRUPPO di ancoranti
βV,effettivo [-]	0.43	

Le verifiche combinate saranno quindi:

Riassunto verifiche			armature supplementari	
	β	β _{netti}		
N _{acciaio}	0.35	0.35	armatura sup a trazione	SFORZO NORMALE
N _{"pull-out"+"c.c.f."/N_{sfilamen}}	0.07	0.07		
N _{cono}	1.76	0.29		
N _{"splitting"}	0.85	0.39		
N _{blow_out}	0.23	0.23		
V _{acciaio}	0.05	0.05	armatura sup a taglio	TAGLIO
V _{pryout}	0.19	0.19		
V _{bordo}	0.81	0.43		
Comb1 (β _N +β _V ≤1.2)	2.57	0.82		COMBinate
Comb2 (β _N ^{1.5} +β _V ^{1.5} ≤1)	3.06	0.53		
Comb _{acciaio} (β _N ² +β _V ² ≤1)	0.127	0.127		
Comb ₃ (β _N ^{2/3} +β _V ^{2/3} ≤1)		Non appl.		
verifica totale	la verifica è soddisfatta			

Si riportano di seguito le verifiche locali dell'ancorante preinserito con rosetta di diametro pari a 70mm e spessore 8mm:

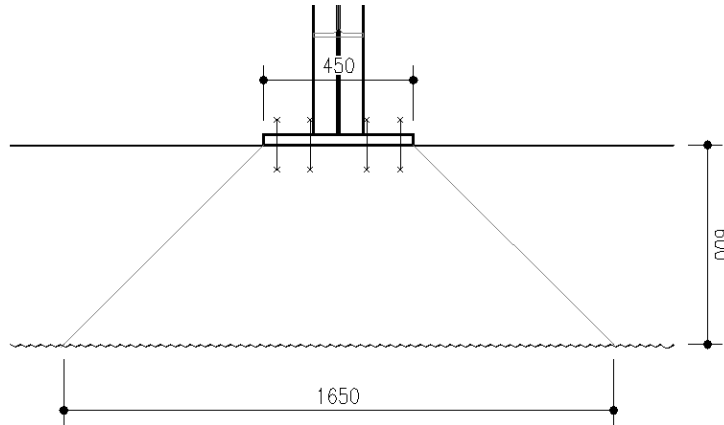
verifiche locali in presenza di ancoraggio preinserito con rosetta di ancoraggio		
verifica a schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza della rosetta		
fck [MPa]	28.0	: resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28
fcd [MPa]	23.3	: resistenza di progetto a compressione del cls
N ^h Sd [kN]	46.10777778	: azione assiale di sfilamento (massima) del singolo ancorante
D,ros [mm]	70.0	: diametro della rosetta di ancoraggio
d,nom [mm]	20.0	: diametro esterno dell'ancorante
A,ros [mm ²]	3534.3	: area netta della rosetta
σcls [MPa]	13.05	: compressione del cls a contatto con la rosetta
β [-]	0.56	: σcls/fcd
verifica a flessione della rosetta		
a [mm]	100.00	: distanza del tirafondo dal bordo libero di calcestruzzo
A _{ros} [mm ²]	3848.45	: area della rosetta
A _{tir} [mm ²]	314.16	: area del tirafondo
q _{ros} [MPa]	2.29	: carico agente sulla rosetta
ql [N/mm]	45.76	: carico distribuito sulla "mensola" equivalente
l [mm]	25.00	: lunghezza dello sbalzo
M _{ros} [Nm]	14.30	: momento all'incastro della "mensola"
W _{el,ros} [mm ³]	213.33	: modulo resistente elastico della rosetta
f _{yk}	440.00	: tensione di snervamento della rosetta in acciaio C50 temprato e rinvenuto
Mc,Rd,ros [Nm]	91.02	: momento resistente della sezione della mensola
β [-]	0.16	

3.7 SBALZO SOLETTA

Si verifica lo sbalzo di soletta a sezione interamente nuova.

La parte esistente rimane in campo interno sull'impronta delle travi esistenti.

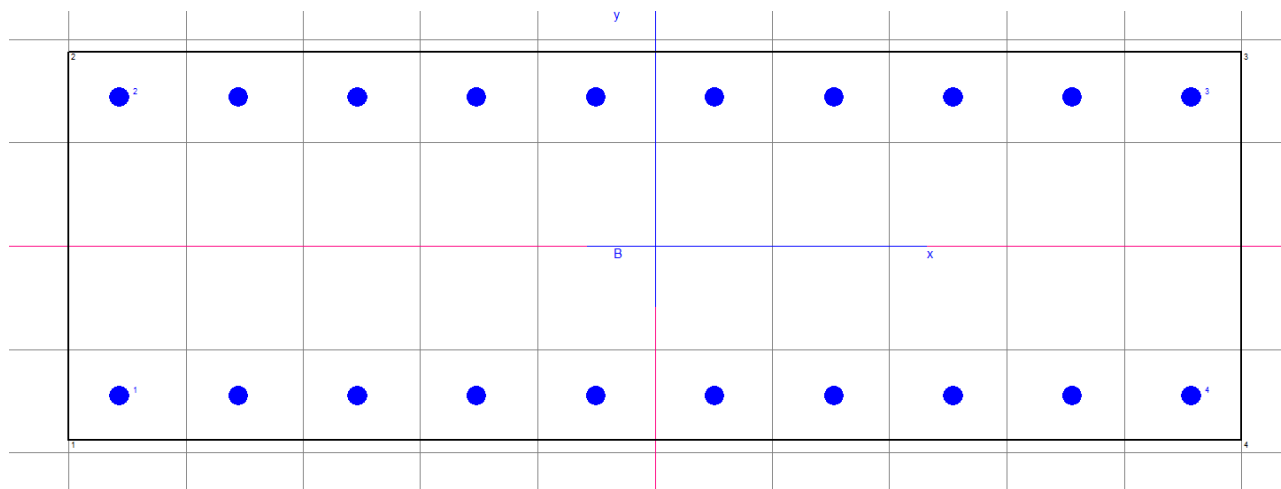
3.7.1 Sollecitazioni



Larghezza di diffusione 1.65 m

			Assiale	Verticale	Flettente		Assiale	Verticale	Flettente
			Fy	Fz	Mx	b [m]	Fy	Fz	Mx
			[N]	[N]	[Nm]	1.65	[N/m]	[N/m]	[Nm/m]
ENV-STR	Fy	MAX	147 850	-69 569	-276 286		89 606	-42 163	-167 446
ENV-STR	Fy	min	-46 080	-97 936	-79 842		-27 927	-59 355	-48 389
ENV-STR	Fz	MAX	147 850	-69 569	-276 286		89 606	-42 163	-167 446
ENV-STR	Fz	min	27 648	-101 149	-98 267		16 756	-61 302	-59 556
ENV-STR	Mx	MAX	-46 080	-69 569	-52 687		-27 927	-42 163	-31 932
ENV-STR	Mx	min	147 850	-73 853	-281 191		89 606	-44 759	-170 419
SLU-STR	Fy	MAX	46 080	-69 569	-71 119		27 927	-42 163	-43 103
SLU-STR	Fy	min	-46 080	-97 936	-79 842		-27 927	-59 355	-48 389
SLU-STR	Fz	MAX	-46 080	-69 569	-52 687		-27 927	-42 163	-31 932
SLU-STR	Fz	min	27 648	-101 149	-98 267		16 756	-61 302	-59 556
SLU-STR	Mx	MAX	-46 080	-69 569	-52 687		-27 927	-42 163	-31 932
SLU-STR	Mx	min	46 080	-97 936	-98 274		27 927	-59 355	-59 560
ECC_Urto	Fy	MAX	147 850	-69 569	-276 286		89 606	-42 163	-167 446
ECC_Urto	Fy	min	147 850	-73 853	-281 191		89 606	-44 759	-170 419
ECC_Urto	Fz	MAX	147 850	-69 569	-276 286		89 606	-42 163	-167 446
ECC_Urto	Fz	min	147 850	-73 853	-281 191		89 606	-44 759	-170 419
ECC_Urto	Mx	MAX	147 850	-69 569	-276 286		89 606	-42 163	-167 446
ECC_Urto	Mx	min	147 850	-73 853	-281 191		89 606	-44 759	-170 419
SLE Rara	Fy	MAX	30 720	-69 569	-68 047		18 618	-42 163	-41 241
SLE Rara	Fy	min	-30 720	-74 567	-61 482		-18 618	-45 192	-37 262
SLE Rara	Fz	MAX	-30 720	-69 569	-55 759		-18 618	-42 163	-33 794
SLE Rara	Fz	min	18 432	-76 709	-73 765		11 171	-46 490	-44 706
SLE Rara	Mx	MAX	-30 720	-69 569	-55 759		-18 618	-42 163	-33 794
SLE Rara	Mx	min	30 720	-74 567	-73 770		18 618	-45 192	-44 709

3.7.2 Sezione resistente



Calcestruzzo

(B 1.00 m)
 H 0.375 m
 CLS C35/45

Acciaio

As,sup = 1Ø16/20 = 5+5Ø16/m
 Coprifero = 35 mm + Ø16 mm / 2 = 4.3 cm
 Acciaio soletta B450C

3.7.3 Pressoflessione SLU

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	-2793	-4310	0	-2790	-24080	0	5.587
2	S	2793	-4839	0	2774	-24895	0	5.145
3	S	2793	-3193	0	2774	-24895	0	7.797
4	S	-2793	-5956	0	-2790	-24080	0	4.043
5	S	-8961	-16745	0	-8954	-23176	0	1.384
6	S	-8961	-17042	0	-8954	-23176	0	1.360
7	S	-8961	-16745	0	-8954	-23176	0	1.384
8	S	-8961	-17042	0	-8954	-23176	0	1.360

3.7.4 Taglio SLU

B	1000.0	mm		fck	35.0	N/mm ²
H	375.0	mm		γc	1.50	-
				fcd	19.83	N/mm ²
As,long	20.11	cm ²				
	10	Φ	16			
Copriferro	45.0	mm				
d	330.0	mm				
σcp	0.000	N/mm ²		NSd,esterna	0	[N]
k	1.78	-		NSd,precompr.	0	[N]
ρl	0.006	-		α precompr	0.0	[°]
V _{min}	0.49	N/mm ²		NSd,tot	0	[N]
V_{Rd}	195.30	kN	Sezioni non armate a taglio			
V_{Sd}	61.30	kN				
V_{Sd,ris}	61.30	kN				
	Verificata					

3.7.5 SLE

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm ²]										
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm ²]										
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)										
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)										
Ac eff.	Area di conglomerato [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre										
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm										
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni										
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm										
N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	13.2	50.0	-18.8	-165	35.5	14.5	0	0		0.000
2	S	12.8	50.0	-18.8	-136	35.5	14.5	0	0		0.000
3	S	11.6	0.0	0.0	-123	35.5	14.5	0	0		0.000
4	S	14.4	50.0	-18.8	-178	35.5	14.5	0	0		0.000