



**POLITECNICO
DI TORINO**

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Anno Accademico 2019/2020

***SIMULAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI DELLA
DEMOLIZIONE DEL VIADOTTO FARMA***

Relatore:

Prof. Bernardino Chiaia

Candidato:

Vincenzo Doronzo

Marzo 2020

Alla mia famiglia

SOMMARIO

<i>Indice figure</i>	8
<i>Indice tabelle</i>	10
1 Introduzione	11
1.1 <i>Tecniche di demolizione</i>	12
1.2 <i>Metodi di demolizione e approcci</i>	14
2 Tecniche di demolizione di strutture snelle: pile	16
2.1 <i>Demolizione meccanica top down</i>	16
2.2 <i>Crollo indotto meccanicamente</i>	17
2.3 <i>Demolizione con microcariche esplosive</i>	19
2.4 <i>Abbassamento pila</i>	20
2.4.1 <i>Decostruzione della pila con piattaforma a gru a torre</i>	20
2.4.1.2 <i>Montaggio gru a torre</i>	20
2.4.1.3 <i>Montaggio piattaforme auto sollevanti</i>	21
2.4.1.4 <i>Tagli di abbassamento tipo</i>	22
2.4.1.5 <i>Recupero delle acque di taglio</i>	22
2.4.2 <i>Decostruzione della pila con mezzo radiocomandato e gru a torre</i>	24
2.4.2.2 <i>Tagli di abbassamento tipo</i>	24
2.4.3 <i>Decostruzione della pila con piattaforme e direzionamento elementi verso l'esterno</i>	26
2.4.3.1 <i>Montaggio piattaforme auto sollevanti</i>	26
2.4.3.2 <i>Tagli tipo di abbassamento del setto centrale</i>	27
2.4.3.3 <i>Tagli tipo di abbassamento per pareti verticali</i>	28
2.4.3.4 <i>Recupero delle acque di taglio</i>	30
3 Approccio progettuale alla demolizione: piano di demolizione	31
3.1.1 <i>Conoscenza del sito</i>	31
3.1.2 <i>Individuazione vincoli normativi</i>	31
3.1.3 <i>Pianificazione delle operazioni</i>	32
3.1.4 <i>Misure di protezione collettiva</i>	32
3.1.5 <i>Stabilità delle strutture</i>	33
3.1.6 <i>Verifiche statiche in fase di demolizione</i>	33
3.1.6 <i>Misure di protezione ambientale</i>	33
3.1.7 <i>Misure di sicurezza in cantiere</i>	34
3.2 <i>Valutazione rischi</i>	35
4 Riferimenti normativi	36

5 Impostazione progettuale	38
5.1 Demolizione con esplosivo	38
5.1.1 Geometrie di perforazione	39
5.1.2 Vibrazioni causate dalla demolizione	39
5.1.2.1 Valutazione del P.P.V. indotto dalla carica esplosiva	40
5.1.3 Effetto delle vibrazioni sull'essere umano	40
5.1.4 Sovrappressioni in aria	41
5.1.4 Calcolo della carica	41
5.2 Demolizione meccanica.....	43
5.2.1 Valutazione del P.P.V indotto dall'urto del manufatto contro il suolo	43
5.3 Rilievi e conoscenza dei materiali.....	45
5.3.1 Controlli non distruttivi.....	45
5.3.1.1 rilievo magnetometrico	45
5.3.1.2 indagine ultrasonica.....	46
5.3.1.3 indagine sclerometrica.....	48
5.3.1.4 Carotaggio	49
6 Caso studio: viadotto Farma	51
6.1 Geometria pile.....	52
6.2 Caratterizzazione armatura	53
6.3 Caratterizzazione calcestruzzo.....	54
6.3.1 Legame costitutivo calcestruzzo σ - ξ	58
6.3.1.1 Legame costitutivo di Sargine.....	59
6.3.1.2 Legame costitutivo previsto dall'Eurocodice 2	61
6.3.1.3 Legame costitutivo di Mander.....	62
6.3.1.4 Legame costitutivo previsto dall'Eurocodice 2 per calcestruzzo confinato	65
6.3.1.5 Modello RHT	67
6.4 Progettazione dell'intervento	70
6.5 Pila numero 4.....	75
6.5.1 Analisi agli elementi finiti con SAP2000.....	75
6.5.1.1 Analisi stato tensionale.....	78
6.5.1.2 Analisi stato deformativo	82
6.5.2 Analisi agli elementi discreti con ANSYS WORKBENCH R3: modellazione "static structural"	83
6.5.2.1 Analisi stato tensionale.....	86
6.5.2.2 Analisi stato deformativo	92
6.5.3 Modellazione con ANSYS WORKBENCH R3: "explicit dynamics"	93

6.5.3.1 Considerazioni analitiche	95
6.5.3.2 Valutazione velocità dovuta all'impatto.....	99
6.6 Pila numero 3	100
6.6.1 <i>Analisi agli elementi finiti con SAP2000</i>	100
6.6.1.1 Analisi stato tensionale.....	100
6.6.1.2 Analisi stato deformativo	103
6.6.2 <i>Analisi agli elementi discreti con ANSYS WORKBENCH R3: modellazione “static structural”</i>	104
6.6.2.1 Analisi stato tensionale.....	105
6.6.2.2 Analisi stato deformativo	108
6.6.3 <i>Modellazione con ANSYS WORKBENCH R3: “explicit dynamics”</i>	109
6.6.3.1 Considerazioni analitiche	112
7 Conclusioni	115
7.1 <i>Risultati analisi statica</i>	115
7.2 <i>Risultati analisi dinamica</i>	117
6 Bibliografia	119

Indice figure

Figura 1 Demolizione top down.....	16
Figura 2 Sequenza demolizione meccanica	17
Figura 3 Sequenza demolizione con gru a torre.....	20
Figura 4 Dettaglio piattaforma autosollevante.....	21
Figura 5 Planimetria piattaforma autosollevante.....	22
Figura 6 Sequenza demolizione con mezzo radiocomandato	24
Figura 7 Piattaforma mono colonna.....	26
Figura 8 Piattaforma bicolonna	27
Figura 9 Sequenza rimozione setto centrale.....	27
Figura 10 Ribaltamento elemento tagliato	28
Figura 11 Abbassamento parete verticali.....	29
Figura 12 Prospetto cumuli protezione pila	29
Figura 13 Pacometro	45
Figura 14 Strumentazione per indagine ultrasonica	46
Figura 15 Disposizione misura diretta	47
Figura 16 Disposizione misura semidiretta	47
Figura 17 Disposizione misura indiretta	47
Figura 18 Sclerometro	48
Figura 19 Funzionamento sclerometro.....	49
Figura 20 Pressa per caratterizzare il calcestruzzo	50
Figura 21 Nuovo ed ex viadotto Farma.....	51
Figura 22 Prospetto viadotto Farma	52
Figura 23 Sezione pila	52
Figura 24 Punto di campionamento armatura.....	53
Figura 25 Punto di campionamento calcestruzzo.....	54
Figura 26 Configurazioni misure.....	55
Figura 27 Legame costitutivo di Sargine.....	60
Figura 28 Legame costitutivo EC2	61
Figura 29 Legame costitutivo di Mander.....	63
Figura 30 Legame costitutivo EC2 con confinamento.....	65
Figura 31 Confronto tra i legami costitutivi.....	66
Figura 32 Modello RHT.....	67
Figura 33 Rappresentazione superfici di snervamento e rottura.....	68
Figura 34 Prospetto pila numero 4.....	70
Figura 35 schema ribaltamento pila numero 4.....	71
Figura 36 Demolizione parete laterale e setto centrale.....	72
Figura 37 Demolizione parete lato Siena-Terme Petriolo.....	72
Figura 38 Demolizione parete lato Siena-nuovo Farma	73
Figura 39 Avanzamento demolizione parete lato Siena-Terme Petriolo	73
Figura 40 Avanzamento demolizione parete lato Siena-nuovo Farma.....	74
Figura 41 Rappresentazione mesh SAP2000	76
Figura 42 Tensioni fase 1.....	78
Figura 43 Tensioni fase 2.....	79
Figura 44 Tensioni fase 3.....	80
Figura 45 Tensioni fase 4-5	81
Figura 46 Spostamento pila nelle tre direzioni.....	82
Figura 47 Rappresentazione mesh ANSYS.....	84
Figura 48 Collegamento bonded.....	84
Figura 49 Direzioni tensioni principali	86

<i>Figura 50 Tensioni massime principali</i>	<i>87</i>
<i>Figura 51 Tensioni minime principali</i>	<i>88</i>
<i>Figura 52 Superficie di snervamento di Von Mises</i>	<i>89</i>
<i>Figura 53 Tensioni Von Mises</i>	<i>90</i>
<i>Figura 54 Tensioni normali z.....</i>	<i>91</i>
<i>Figura 55 Spostamenti nelle tre direzioni.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 56 Spostamento baricentro nel tempo.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 57 Modalità rottura campo 3.....</i>	<i>97</i>
<i>Figura 58 Dominio di interazione M-N pila 4.....</i>	<i>97</i>
<i>Figura 59 Velocità di picco al suolo.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 60 Tensioni fase 1.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 61 Tensioni fase 2.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 62 Tensioni fase 3.....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 63 Spostamenti nelle tre direzioni.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 64 Rappresentazione mesh ANSYS.....</i>	<i>104</i>
<i>Figura 65 Direzioni tensioni principali</i>	<i>105</i>
<i>Figura 66 Tensioni normali z.....</i>	<i>106</i>
<i>Figura 67 Tensioni Von Mises</i>	<i>107</i>
<i>Figura 68 Spostamenti nelle tre direzioni.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 69 Spostamento baricentro nel tempo.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura 70 Rottura campo 4.....</i>	<i>113</i>
<i>Figura 71 Dominio di interazione M-N pila numero 3.....</i>	<i>113</i>
<i>Figura 72 Confronto cinematico realtà e ANSYS.....</i>	<i>118</i>

Indice tabelle

<i>Tabella 1 Specchietto tecniche demolizioni</i>	<i>13</i>
<i>Tabella 2 Correzione resistenza calcestruzzo</i>	<i>50</i>
<i>Tabella 3 Risultati prova magnetometrica</i>	<i>53</i>
<i>Tabella 4 Risultati prove magnetometriche</i>	<i>55</i>
<i>Tabella 5 Calcolo velocità medie</i>	<i>56</i>
<i>Tabella 6 Calcolo resistenza cubica calcestruzzo</i>	<i>57</i>
<i>Tabella 7 Parametri legge di Mander</i>	<i>63</i>
<i>Tabella 8 Risultati parametri resistenza sezione</i>	<i>96</i>
<i>Tabella 9 Evoluzione momento sollecitante nel tempo</i>	<i>98</i>
<i>Tabella 10 Risultati parametri resistenza sezione</i>	<i>112</i>
<i>Tabella 11 Evoluzione momento sollecitante nel tempo</i>	<i>114</i>
<i>Tabella 12 Confronto risultati pila numero 4</i>	<i>115</i>
<i>Tabella 13 Confronto risultati pila numero 3</i>	<i>115</i>

1 Introduzione

Negli ultimi 30 anni c'è stato un notevole incremento dei lavori di ristrutturazione, con annesse demolizioni più o meno estese, del parco edilizio nazionale.

La demolizione è costituita da una successione temporale di operazioni atte al raggiungimento di un risultato voluto nel modo qualitativamente migliore ed efficace ossia, a seconda dei casi, la demolizione parziale o totale, lo smontaggio o la decostruzione di un manufatto costruito secondo i principi della scienza e della tecnica delle costruzioni.

I fattori che determinano tale situazione sono molteplici e possono essere individuati i seguenti come aventi maggior rilevanza:

- Vetustà degli immobili;
- Progresso sociale e tecnologico che rende obsolete molte costruzioni esistenti;
- Dimissione di aree precedentemente industriali;
- Rinnovamento di impianti industriali;
- Interventi di ristrutturazione edilizia.

In Italia il parco edifici presenta una notevole "anzianità di servizio" e molto spesso sono eseguite trasformazioni edilizie con interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria, lavori di restauro conservativo, interventi di adeguamento normativo, profondi interventi di riconversione di grandi fabbricati, modifica di grandi infrastrutture.

Tutte queste operazioni, come detto, richiedono interventi di demolizione che presentano una notevole componente di rischio. Si stima che circa il 40% degli incidenti nel settore edile si verificano durante interventi di strutture esistenti.

1.1 Tecniche di demolizione

Le tecniche di demolizione attualmente utilizzate sono il frutto di una incubazione tecnologica che è partita in Italia dal 1970, ed ha visto la nascita e la presenza sul mercato di varie imprese specializzate che spesso per esigenza di specifici cantieri percorrono la tecnologia stessa.

<i>PROBLEMATICA</i>	<i>TECNICHE STORICHE</i>	<i>INNOVAZIONI TECNOLOGICHE</i>
Crollo e sicurezza nella demolizione	<ul style="list-style-type: none"> • Bocche per demolizione • Scalzamento manuale degli edifici finalizzati al crollo 	<ul style="list-style-type: none"> • Pinze demolitrici (per cemento e metallo) • Pinze frantumatrici • Martelli idraulici
Crollo e sicurezza nella demolizione in quota	<ul style="list-style-type: none"> • Ponteggio ancorato a struttura in demolizione • Crollo per trazione e spinta • Incendio alla base del fabbricato per compromettere la struttura e generare il crollo 	<ul style="list-style-type: none"> • Escavatori dotati di bracci lunghi • Sistema di demolizione montato su gru • Sistema di controllo remoto dei mezzi • Sistemi automatici per il contenimento delle macerie
Controllo delle demolizioni finalizzata ad ottenere interventi selettivi e poco invasivi	<ul style="list-style-type: none"> • Demolizione a mazza • Demolizione per martello pneumatico manuale 	<ul style="list-style-type: none"> • Taglio a disco o filo diamantato • Malte espandenti • Frese manuali • Pinze manuali
Demolizione in ambienti particolari	<ul style="list-style-type: none"> • Ossitaglio 	<ul style="list-style-type: none"> • Taglio o scarifica a freddo con acqua ad alta pressione • Sistemi di controllo remoto dei mezzi
Sicurezza e salubrità degli ambienti per gli addetti alla demolizione	<ul style="list-style-type: none"> • Sommarie protezioni degli addetti • Bagnatura delle superfici da demolire 	<ul style="list-style-type: none"> • Controlli remoti delle macchine • Macchine piccole (miniescavatori) ed utilizzabili in sostituzione del martello pneumatico manuale • Cabine FOPS e ROPS • Insonorizzazione e controllo delle vibrazioni • Sistemi di ventilazione e aspirazione • Sistemi di abbattimento polveri con nebulizzazioni

Tabella 1 Specchietto tecniche demolizioni

Per classificare la demolizione occorre individuare alcuni punti chiave:

1. Oggetto: la demolizione può riguardare:
 - L'intera struttura;
 - Una parte di essa (demolizione parziale);
2. Approccio: a livello di approccio la demolizione può essere suddivisa in
 - Demolizione progressiva selettiva;
 - Demolizione per collasso deliberato;
 - Demolizione per rimozione di elementi;
3. Metodologia: a livello metodologico si possono individuare le seguenti categorie:
 - Demolizione manuale;
 - Demolizione meccanica;

Un intervento di demolizione sarà la combinazione tra i tre precedenti aspetti. La scelta del metodo dipende da molti fattori tra cui:

1. Sicurezza degli operatori e incolumità pubblica;
2. Aspetti ambientali;
3. Aspetti economici;
4. Tempistiche;
5. Aspetti fisici relativi all'immobile.

1.2 Metodi di demolizione e approcci

In base alla natura dell'intervento e all'ambiente circostante si possono individuare tre tipologie di approccio di demolizione. Per tale classificazione risultano preziosi gli studi effettuati da Anumba, et. al.

Le tipologie sono le seguenti:

1. Demolizione progressiva selettiva
si procede con la rimozione controllata di parti di struttura, mantenendo staticamente efficienti le parti rimanenti.
Questa metodologia è tipicamente utilizzata nei casi in cui lo spazio delle operazioni è molto limitato. È il caso della rimozione di partizioni interne, controsoffitti, porzioni strutturali, reti di servizi interni.
2. Collasso deliberato
Si procede con la rimozione di elementi chiave a livello statico in modo da provocare il collasso completo o parziale della struttura. Quest'ultima deve quindi essere staticamente sconnessa dalla parte esente da demolizione. La tecnica è utilizzata quando lo spazio circostante la struttura è sufficiente a consentire in sicurezza tale operazione.
3. Rimozione di elementi
La demolizione di parti di struttura viene effettuata per de-costruzione e smontaggio. Gli aspetti critici della demolizione in questi casi riguardano le incertezze che spesso attorniano l'oggetto dell'intervento

Quando si parla di rischi associati alle attività di demolizione si fa riferimento a situazioni di collasso intempestivo delle strutture o parti di esse spesso generate da assenza di metodologia e di una precisa pianificazione delle operazioni. Nei grandi cantieri i general contractor affidano gli interventi ad alto contenuto tecnologico a ditte specializzate che hanno ormai studiato protocolli ad elevati livelli di sicurezza danno precise garanzie al committente. In interventi di minore entità ciò non avviene e l'intervento è sottovalutato. I casi più frequenti di incidenti si registrano nelle demolizioni associate a cantieri medio-piccoli. Ulteriore fonte di rischio è l'uso improprio delle attrezzature, meccaniche e manuali, non considerando le istruzioni indicate dal produttore. Dall'analisi dei report degli incidenti analizzati da Anumba (2004) emergono circostanze ricorrenti:

- Collasso di parti strutturali;
- Ribaltamento di parti strutturali;
- Urti con detriti provenienti dall'alto;
- Schiacciamento di macchine in movimento;
- Contatto con parti di macchine in movimento.

Un aspetto spesso trascurato è la messa in sicurezza delle strutture soggette a demolizione parziale. Ovvero attuando particolari quali un adeguato controventamento, la recinzione del sito come nel rifacimento delle facciate di edifici in muratura, la presenza di un'adeguata cartellonistica di segnalazione che evidenzia rischi presenti nell'aria.

Si rende così necessaria un'adeguata progettazione dell'intervento per la gestione e minimizzazione dei rischi.

2 Tecniche di demolizione di strutture snelle: pile

Nel presente capitolo verranno mostrate le diverse tecniche di demolizione di elementi strutturali snelli, in particolar modo le pile. Le tecniche di demolizione da utilizzarsi dipenderanno essenzialmente dalla necessità di contenere durante la demolizione gli impatti ambientali prodotti.

2.1 Demolizione meccanica top down

Questa metodologia di demolizione prevede di operare la demolizione delle pile direttamente da terra mediante escavatori da demolizione attrezzati ove necessario con braccio super long demolition. Gli escavatori accederanno alla base di ciascuna pila su piazzole appositamente realizzate, e procedendo secondo una precisa piano di lavoro con ordine dall'alto verso il basso eseguiranno la demolizione completa della pila facendo cadere a terra le macerie.

L'operatore, e l'escavatore, devono stare ad una distanza di sicurezza fissata pari a non meno di un terzo dell'altezza della pila in demolizione. In taluni casi potranno essere realizzati dei cumuli in materiale sciolto per rialzare l'escavatore in prossimità delle pile più alte.



Figura 1 Demolizione top down

Le aree di lavoro attorno alla pila devono essere regolarizzate e preparate in modo da consentire alla macchina le operazioni di manovra e livellate in modo da evitare il rischio di ribaltamento.

2.2 Crollo indotto meccanicamente

Questa metodologia di demolizione produce il collasso controllato delle pile, in una direzione predefinita, producendo un progressivo indebolimento della pila realizzando un'apertura a cuneo nelle pareti in cemento armato alla base della pila utilizzando degli escavatori cingolati. Per minimizzare le aree occupate delle macerie esterne all'impronta del viadotto, la direzione caduta delle pile viene individuata sempre lungo l'asse del viadotto in un'area totalmente libera e sgombera da manufatti o impedimenti, in modo da garantire anche adeguati margini di sicurezza contro eventuali deviazioni del crollo di massimo 2-5 gradi rispetto alla direzione teorica.

Come prima operazione con un mezzo meccanico si produce un'apertura nella parete alla base della pila; tale apertura dovrà essere realizzata nella parete posta nella direzione di caduta, e comprendere l'eventuale setto interno che dovrà essere indebolito a forma di cuneo secondo le geometrie imposte per le pareti laterali.

Uno o due escavatori cingolati dotati di martello demolitore posti simmetricamente all'asse di caduta accedono alla base della pila procedono a rimuovere porzioni di sezione resistente delle due pareti laterali della pila progredendo mediante step successivi a partire dall'apertura precedentemente realizzata.

Le porzioni di sezione da rimuovere nelle pareti laterali (step di demolizione) dovranno seguire le geometrie ben definite in modo da formare un cuneo via via più grande fin quando non si crei la plasticizzazione della sezione resistente di pila lasciata in posto, producendo così un movimento instabilizzante che evolve in crollo.

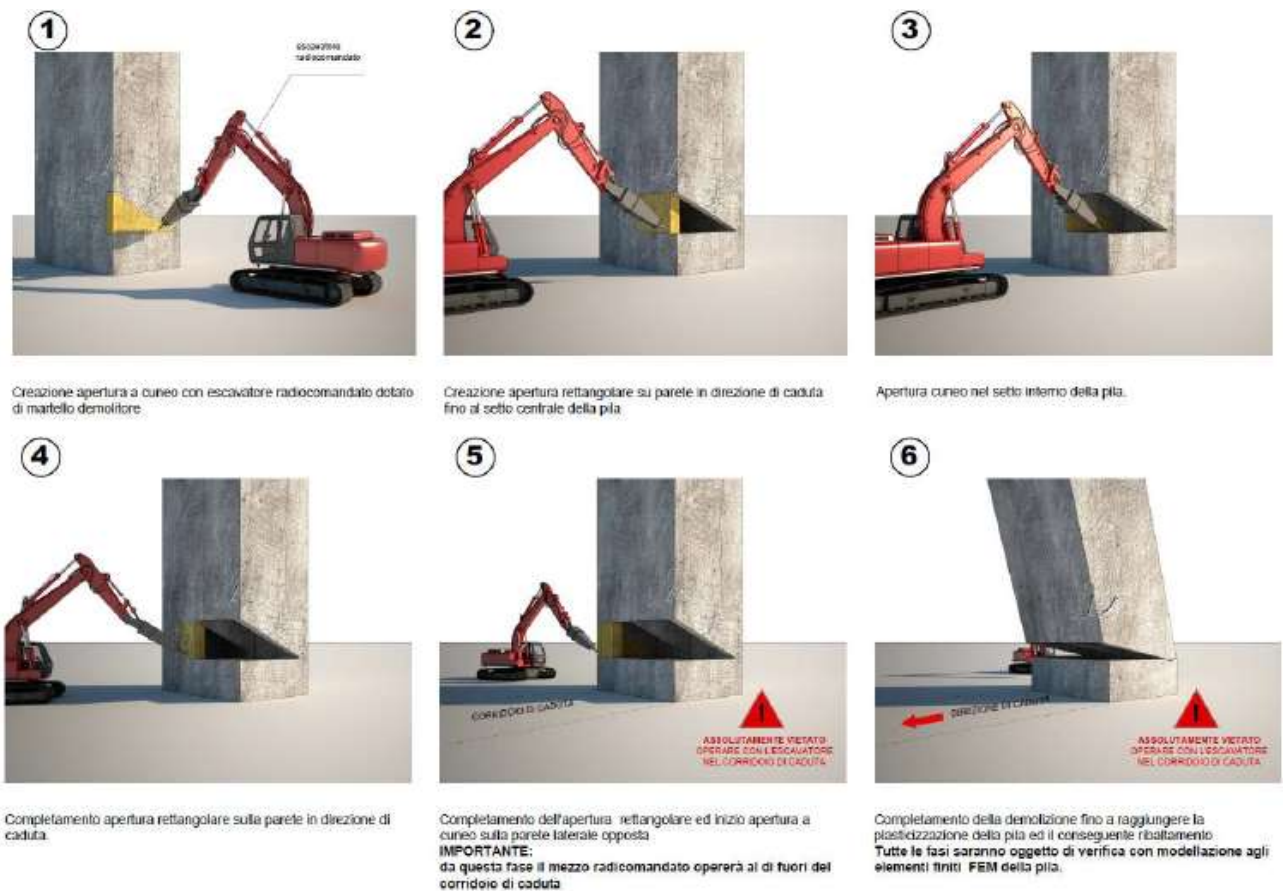


Figura 2 Sequenza demolizione meccanica

La sequenza cinematica che si vuole produrre nella pila è la seguente:

- Nelle prime fasi della plasticizzazione la parte superiore del cuneo inizia a ruotare;
- Nella parete posta a tergo del cuneo (preservata dalla demolizione) si formano cerniere plastiche;
- La pila priva dei suoi appoggi comincia a ruotare (in realtà si ha una progressiva rotazione combinata ad un movimento verticale verso il basso) per effetto della forza peso della struttura stessa;
- I movimenti di caduta verticale e rotazione, se vengono rispettate le condizioni cinematiche, evolvono in crollo sotto l'azione della componente verticale della forza peso terminando a terra il moto.

Durante la fase di apertura del cuneo sulle pareti laterali, gli escavatori devono operare posizionandosi lateralmente rispetto all'asse di caduta, in posizione arretrata rispetto alla zona di lavoro dell'utensile in modo da non trovarsi mai entro il corridoio di caduta. Inoltre, le zone delle pareti da demolire devono essere marcate con una vernice indelebile in modo tale da avere in ogni istante il controllo delle geometrie e delle fasi di demolizione.

E' buona norma procedere all'apertura del cuneo per strisce verticali, in modo tale da riuscire ad avere un controllo della aleatorietà del cinematismo che non si avrebbe se si procedesse alla rottura per strisce orizzontali.

2.3 Demolizione con microcariche esplosive

Tale tecnica demolitiva prevede di inserire delle microcariche di esplosivo alla base di ciascuna pila provocandone il crollo nelle direzioni dell'attuale asse del viadotto.

Le cariche verranno inserite in fori realizzati alla base di ogni pila secondo una maglia di tiro predeterminata a formare un cuneo ideale alla base di ciascuna pila, in modo da provocare la rotazione della pila nella direzione voluta.

Per ridurre il consumo di esplosivo ed allo stesso tempo predisporre ciascuna pila al crollo nella direzione voluta, verrà realizzata alla base di ogni stilata un'apertura rettangolare sul lato lungo, o comunque quello posto nella direzione di caduta.

La tecnica di demolizione per una pila tipo prevede le seguenti fasi:

- Realizzazione con mezzo meccanico dell'apertura rettangolare sul lato posto nella direzione di caduta;
- Realizzazione con mezzo meccanico dell'apertura triangolare setto centrale ove presente;
- Esecuzione dei fori di carotaggio di diametro 32mm per l'alloggiamento delle cariche; i fori saranno realizzati con una maglia tale da formare un cuneo triangolare nelle due pareti laterali;
- Caricamento, collegamento dei circuiti e brillamento delle cariche di esplosivo.

La sequenza cinematica che si vuole produrre nella pila è la seguente:

1. Nelle prime fasi della plasticizzazione la parte superiore del cuneo inizia a ruotare;
2. Nella parte posta a tergo del cuneo (preservata dalla demolizione) si formano delle cerniere plastiche;
3. La pila privata dei suoi appoggi comincia a ruotare (in realtà si ha una progressiva rotazione combinata ad un movimento verticale verso il basso) per effetto della forza peso della struttura stessa;
4. I movimenti di caduta verticale e rotazione evolvono in crollo sotto l'azione della componente verticale della forza peso terminando a terra il moto.

Una volta a terra le pile saranno demolite e deferrizzate con mezzi meccanici.

2.4 Abbassamento pila

In alcuni casi, prima di procedere con la demolizione della pila, occorre ridurre la sua altezza per scongiurare che, essa durante la fase di collasso, danneggi infrastrutture adiacenti.

2.4.1 Decostruzione della pila con piattaforma a gru a torre

Questa tecnica di demolizione prevede l'accesso in quota alla pila mediante 4 piattaforme autosollevanti dotate di ancoraggi e colonne tralicciate. Le colonne vengono montate esternamente lungo le pareti della pila e serviranno per accedere a punti di taglio in quota. La pila verrà ridotta in elementi mediante taglio con disco diamantato operando con il personale al di sopra delle piattaforme. Al termine del taglio ciascun elemento verrà imbracato e calato a terra utilizzando una gru a torre montata in prossimità della pila in demolizione.

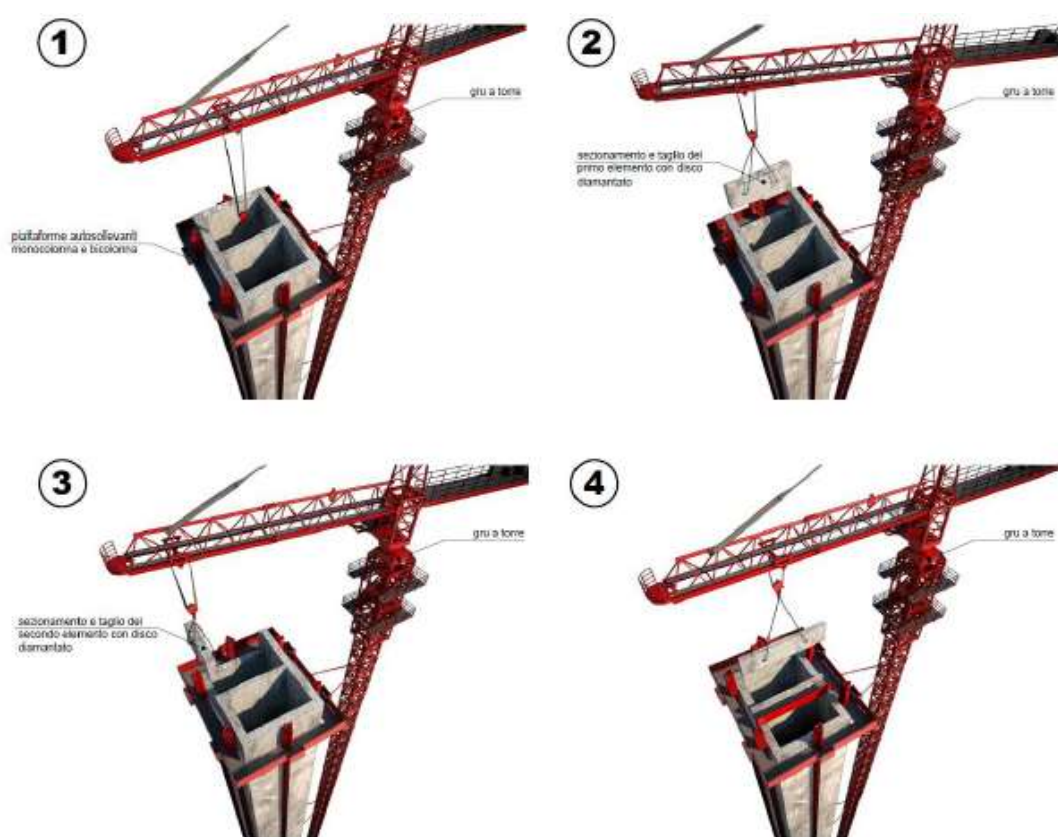


Figura 3 Sequenza demolizione con gru a torre

2.4.1.2 Montaggio gru a torre

In prossimità di ciascuna pila verrà montata una gru a torre ad alto carico con braccio tale da non andare interferire con opere site nelle vicinanze.

La gru deve essere montata con ancoraggi intermedi alla pila e sarà fondata su basamenti. Dovranno essere previsti contrappesi alla base in funzione delle capacità portanti del terreno e degli spazi disponibili alla base della pila in esame.

2.4.1.3 Montaggio piattaforme auto sollevanti

Per accedere alla pila oggetto della demolizione si utilizzano delle piattaforme autosollevanti dotate di ancoraggi e guide.

Il montaggio delle piattaforme sarà eseguito dal basso verso l'alto fino alla sommità della pila.

Le piattaforme saranno allestite con un sistema di raccolta delle acque di taglio.

Di seguito si riporta una illustrazione di un layout di una piattaforma tipo

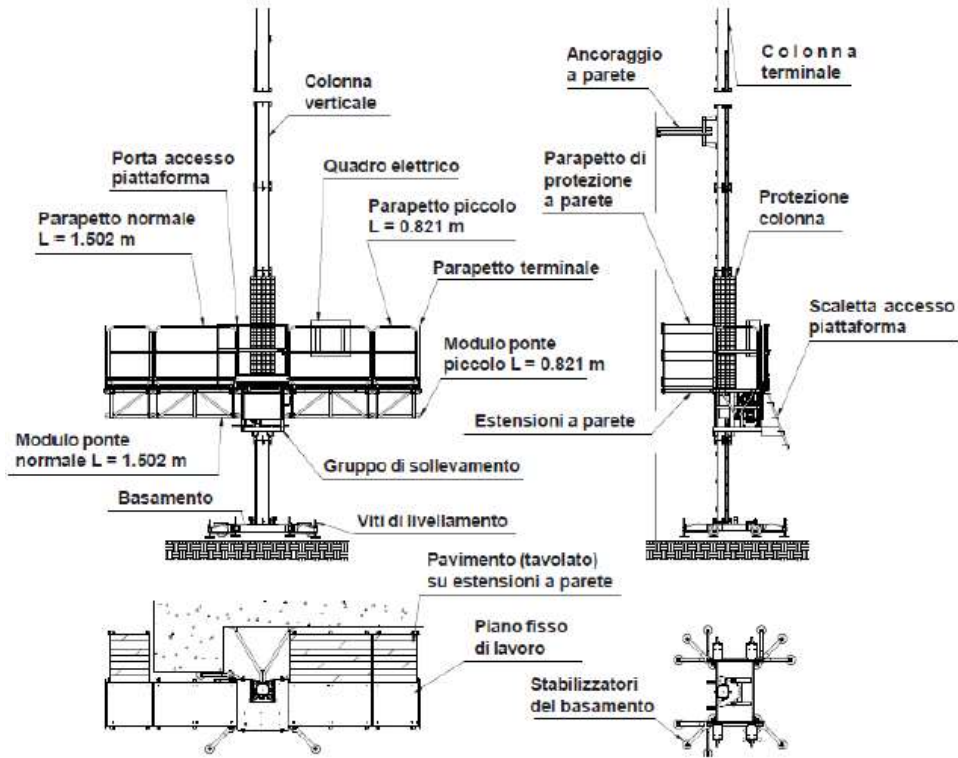


Figura 4 Dettaglio piattaforma autosollevante

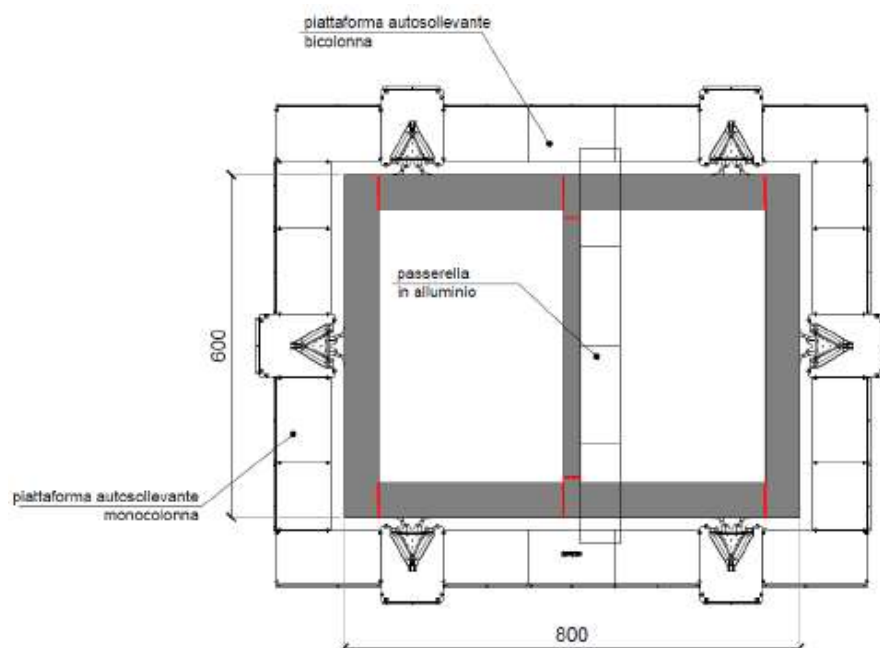


Figura 5 Planimetria piattaforma autosollevante

2.4.1.4 Tagli di abbassamento tipo

Questa tecnica si basa su abbassamenti progressivi della pila che viene ridotta in elementi avente peso compatibile con la portata della gru a torre, installata a servizio della demolizione. Di seguito viene descritta per fasi la procedura di avanzamento per un abbassamento di 2 m sulla pila:

1. Posizionamento delle piattaforme ad una quota inferiore di 2.5 m alla quota di demolizione;
2. Smontaggio dei tralicci delle colonne in funzione della quota raggiunta;
3. Esecuzione dei tagli di separazione degli elementi di parete con disco diamantato;
4. Realizzazione dei carotaggi in ogni elemento per il sollevamento (due carotaggi ad elemento);
5. imbracaggio del primo elemento di parete al gancio della gru a torre, esecuzione del taglio orizzontale con disco, sollevamento e calo a terra dell'elemento rimosso;
6. rimozione in sequenza degli elementi di parete;
7. se è presente il setto centrale, occorre ripetere l'iter previsto per le pareti laterali;
8. Abbassamento della piattaforma di 2.5 m e ripresa del ciclo.

Occorre evidenziare che questo processo di decostruzione può essere previsto anche in assenza di gru a torre. In questo caso gli elementi tagliati saranno ribaltati all'interno della pila mediante martinetti o mini-escavatori. Quindi le dimensioni dei blocchi saranno determinate dalla geometria della pila e dalla tipologia di macchinario che ne determinerà il ribaltamento.

2.4.1.5 Recupero delle acque di taglio

Durante il taglio degli elementi in calcestruzzo della pila vengono utilizzate acque per il raffreddamento degli utensili da taglio. Occorre prevedere quindi dei sistemi per il recupero di tali acque come:

- Schermi di protezione in lamierino sui parapetti, e sui camminamenti delle piattaforme per la raccolta delle acque di taglio;
- Vasca di raccolta con teli in LDPE da installare alla base delle pile per captare le acque di percolazione sulla parete della pila.

I sistemi di raccolta convogliano le acque in vasche poste alla base della pila che dovranno essere periodicamente svuotate.

I reflui di taglio dovranno essere smaltiti in impianti autorizzati.

2.4.2 Decostruzione della pila con mezzo radiocomandato e gru a torre

Questa tecnica prevede di montare all'interno della pila un ponteggio multidirezionale ad elevata portata fino alla sommità della pila. La pila verrà quindi ridotta in elementi mediante tagli con disco diamantato montato su mezzo robotizzato elettrico (ad esempio un mezzo tipo BROKK) manovrato da un operatore con radiocomando. Ogni elemento tagliato verrà imbracato e calato a terra utilizzando una gru montata in prossimità della pila in demolizione.

L'accesso del personale è garantito da un montacarichi montato su una delle due pareti.

Il montaggio della gru a torre è analogo a quello descritto al punto 2.4.1.2.

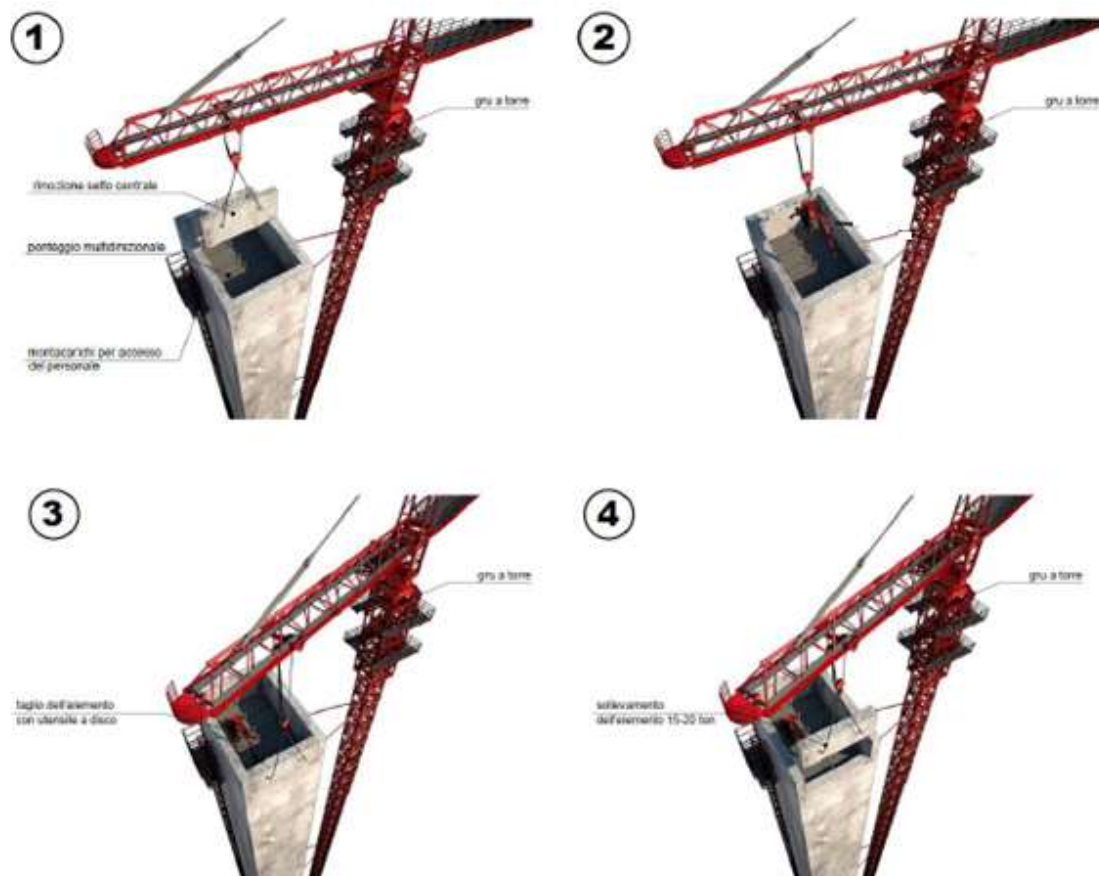


Figura 6 Sequenza demolizione con mezzo radiocomandato

2.4.2.2 Tagli di abbassamento tipo

In questo caso gli elementi vengono tagliati dall'interno della pila mediante l'utilizzo di un escavatore elettrico radiocomandato dotato di un utensile da taglio in grado di tagliare spesso di calcestruzzo pari allo spessore delle pareti della pila.

Se è presente il setto centrale esso dovrà essere rimosso in via preliminare con tagli a disco in modo da garantire gli spazi di manovra all'interno della pila all'escavatore elettrico.

Di seguito viene descritta per fasi la procedura di avanzamento per un abbassamento di 2 m sulla pila:

1. Installazione del ponteggio multidirezionale ad una quota inferiore di 2.5 m all'estremità della pila;
2. Realizzazione dei carotaggi per il sollevamento del setto centrale se presente;

3. Imbracatura del setto centrale al gancio della gru a torre, esecuzione dei tagli a disco diamantato (taglio con utensili tradizionali montati su guide), sollevamento e calo a terra dell'elemento rimosso;
4. Approntamento in quota dell'escavatore da taglio radiocomandato e posizionamento dello stesso sul ponteggio;
5. Esecuzione dei tagli degli elementi di parete, secondo le geometrie e la portata della gru a torre;
6. Calo a terra dell'escavatore radiocomandato;
7. Smontaggio del ponteggio multidirezionale di un livello e ripresa del ciclo.

Nel caso non si disponga di un ponteggio con portata superiore al peso dell'escavatore, si può operare con l'escavatore tenuto in sospensione dalla gru a torre con un bilancino in carpenteria metallica. In questo caso il macchinario può eseguire solo tagli verticali.

Per quanto concerne il recupero delle acque di taglio la procedura è analoga a quella illustrata al punto 2.4.1.5.

2.4.3 Decostruzione della pila con piattaforme e direzionamento elementi verso l'esterno

Questa tecnica prevede l'accesso in quota a ciascuna pila mediante 4 piattaforme auto sollevanti dotate di ancoraggi e colonne tralicciate.

Le colonne saranno montate internamente lungo le pareti della pila e serviranno per accedere ai punti di tagli in quota. La pila verrà ridotta in elementi mediante tagli con disco diamantato, operando con il personale al di sopra delle piattaforme, ciascun elemento verrà tagliato e direzionato all'esterno della pila dove cadrà per gravità alla base della pila stessa.

2.4.3.1 Montaggio piattaforme auto sollevanti

Questa procedura prevede di operare in due fasi distinte, la prima di rimozione del setto interno (se presente), demolito in elementi direzionati all'interno della pila, la seconda di rimozione della parte perimetrali, che verranno demolite in elementi direzionati all'esterno della pila.

Per la demolizione del setto interno verrà montata una piattaforma autosollevante monocolonna fino alla sommità della pila. Grazie a tale piattaforma si potranno raggiungere le zone di taglio per eseguire la decostruzione del setto interno.

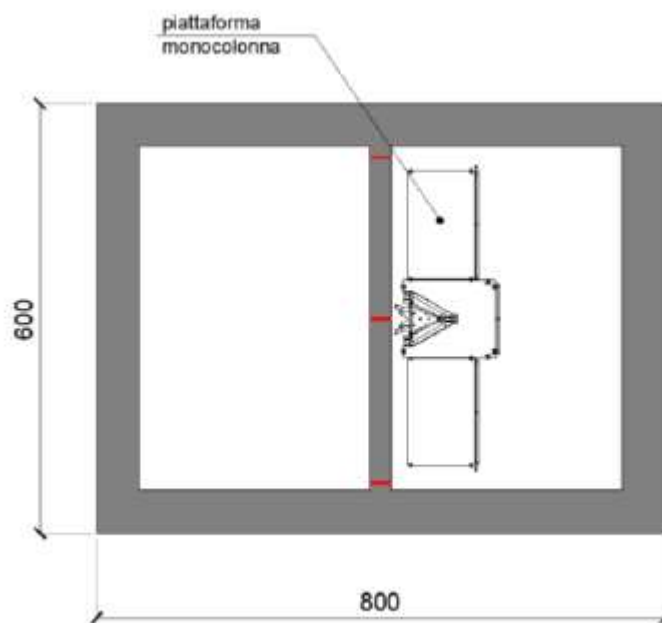


Figura 7 Piattaforma mono colonna

Terminata la demolizione del setto interno per abbassamenti progressivi si procede ad installare internamente alla pila piattaforme bicolonna fino a raggiungere la sommità della pila stessa.

In questa configurazione si può procedere agli abbassamenti degli elementi di parete che verranno direzionati esternamente alla pila.

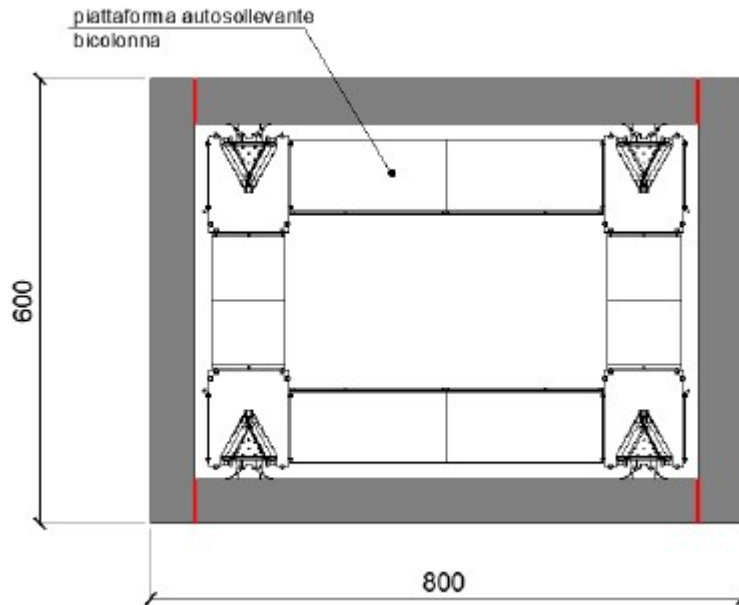


Figura 8 Piattaforma bi-colonna

2.4.3.2 Tagli tipo di abbassamento del setto centrale

La tecnica di decostruzione del setto centrale si basa su abbassamenti progressivi del setto che viene ridotto in geometrie compatibili con gli spazi della camera interna della pila.

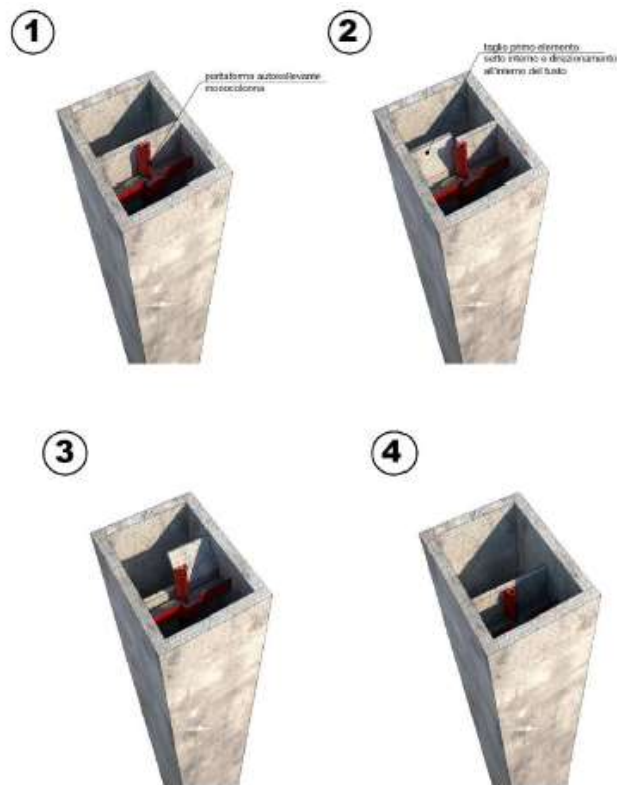


Figura 9 Sequenza rimozione setto centrale

Un abbassamento tipo in questo caso prevede lo svapo di 2 elementi del setto centrale. Di seguito si riporta la procedura di avanzamento per un abbassamento tipo di 2 m sulla pila:

1. Posizionamento delle piattaforme ad una quota inferiore di 2.5 m alla sommità della pila;
2. Smontaggio elementi delle colonne in funzione della quota raggiunta;
3. Esecuzione dei tagli orizzontali con disco diamantato sul primo elemento;
4. Installazione del sistema di ribaltamento del primo elemento con pistone idraulico;
5. Posizionamento delle guide per l'esecuzione dei tagli verticali sul primo elemento ed esecuzione dei tagli con disco diamantato;
6. Messa in carico del sistema di ribaltamento e caduta per gravità del primo internamente alla pila;
7. Ripetere le fasi da 2 a 6 per il ribaltamento del secondo elemento e ripresa del ciclo.

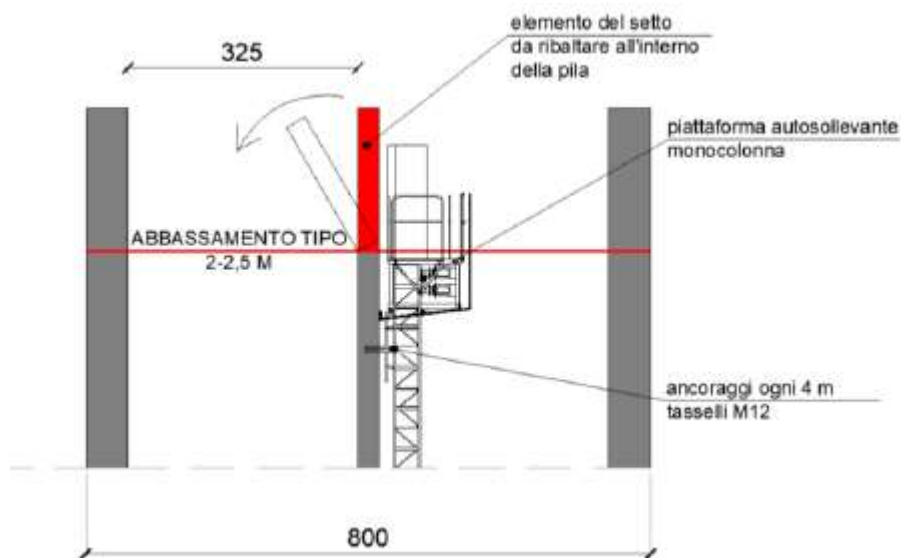


Figura 10 Ribaltamento elemento tagliato

2.4.3.3 Tagli tipo di abbassamento per pareti verticali

Dopo la rimozione del setto centrale la pila avrà un'unica camera entro la quale potranno essere montate le piattaforme auto sollevanti per la rimozione degli elementi di parete.

Anche in questo caso la decostruzione delle pareti perimetrali si basa su abbassamenti progressivi della pila che viene ridotta in elementi mediante tagli a disco diamantato, ciascun elemento viene poi direzionato all'esterno della pila dove cadrà alla base per gravità.



Figura 11 Abbassamento parete verticali

Alla base della pila verranno realizzati dei cumuli di contenimento in materiale sciolto non compattato e dei cumuli di protezione della base pila come riportato nella seguente figura. Gli elementi sui cumuli verranno periodicamente rimossi.

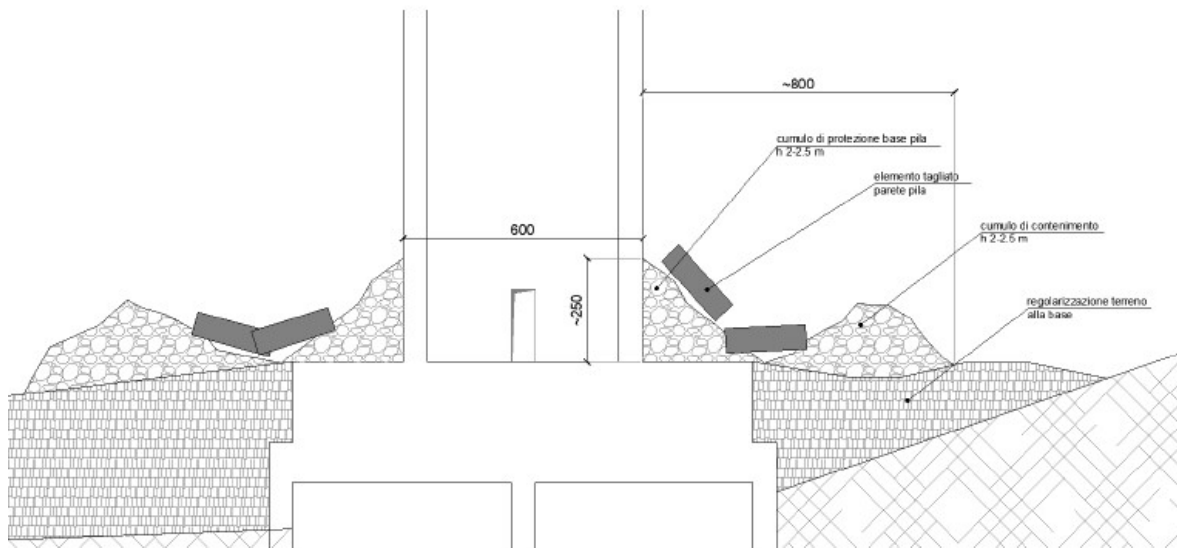


Figura 12 Prospetto cumuli protezione pila

Di seguito si riporta la procedura di avanzamento per un abbassamento di 2 m sulla pila:

1. Posizionamento delle piattaforme ad una quota inferiore di 2.5 m alla sommità della pila;
2. Smontaggio elementi delle colonne in funzione della quota raggiunta;
3. Esecuzione dei tagli con disco diamantato orizzontali sul primo elemento;
4. Installazione del sistema di ribaltamento del primo elemento (pistone idraulico di spinta);
5. Posizionamento delle guide per l'esecuzione dei tagli verticali sul primo elemento ad esecuzione dei tagli con disco diamantato;
6. Messa in carico del sistema di ribaltamento e caduta per gravità del primo elemento esternamente alla pila;

7. Ripetere le fasi da 2 a 6 per il ribaltamento degli altri elementi di parete e ripresa del ciclo.

L'installazione del sistema di ribaltamento assicura il blocco ed impedisce ogni tipo di rotazione accidentale in direzione delle piattaforme.

2.4.3.4 Recupero delle acque di taglio

Le acque di taglio durante le fasi di abbassamento del setto centrale vengono captate e recuperate solo alla base in quanto tutte le percolazioni saranno contenute internamente alla pila.

Per i tagli delle pareti perimetrali saranno previsti in fase esecutiva delle installazioni per recuperare le acque di taglio prodotte dalle lavorazioni. In particolare, si potrebbe utilizzare:

- Scossaline in lamierino da montare internamente alla pila al di sotto delle linee di taglio dei dischi per captare le acque di percolazione sulla parete della pila;
- Sistema di aspirazione dell'acqua di taglio lungo le linee di sezionamento.

L'acqua in quota verrà convogliata per gravità entro tubazioni in gomma fino alla base della pila. Le tubazioni saranno protette dai cumuli di caduta

3 Approccio progettuale alla demolizione: piano di demolizione

Per eseguire un intervento di demolizione senza esporre a rischi eccessivi e deliberati gli operatori del cantiere, gli occupanti delle aree limitrofe, è necessario predisporre un piano di demolizione.

La stesura in termini di documento deve essere vista come un'operazione progettuale in senso stretto. Esso deve essere sufficientemente chiaro ed esplicativo in modo che, secondo la scala gerarchica del cantiere, le informazioni fluiscano e possano essere trasferite correttamente a tutti gli operatori. Tutte le operazioni devono essere chiaramente descritte e la loro sequenza deve seguire un ordine logico. Le informazioni devono essere corredate da grafici sintetici ma chiari e facilmente leggibili. Tutte le operazioni più pericolose, cioè quelle in grado di generare gravi conseguenze, devono essere chiaramente segnalate, eventualmente anche nei loro effetti. In linea generale esso descrive l'estensione dell'intervento, il tipo di macchine utilizzate, le procedure che devono essere attuate per la rimozione e demolizione dei vari elementi strutturali.

Esso include inoltre le valutazioni dei rischi inerenti sostanze pericolose presenti nel sito ed i metodi di bonifica, la valutazione dei rischi ambientali, in particolare polvere e rumore, e le misure di controllo ed attenuazione.

Il piano di demolizione espone tutte le misure di sicurezza, collettiva ed individuale degli operatori, con l'individuazione e prescrizione degli appropriati DPI (dispositivi di protezione individuale), e precede le misure che sono da attuare per consegnare il sito in idoneo stato di sicurezza.

Di seguito si riportano i punti chiavi per la stesura del piano delle demolizioni.

3.1.1 Conoscenza del sito

Occorre verificare i seguenti punti:

- a) Estensione dell'intervento;
- b) Allacciamenti e sottoservizi presenti, quelli da mantenere e quelli da disconnettere;
- c) Rilievo dell'opera per individuare gli aspetti metrici e statici;
- d) Individuazione delle sconnessioni statiche dalle strutture adiacenti e protezione delle stesse.

3.1.2 Individuazione vincoli normativi

L'individuazione dei vincoli normativi è un aspetto estremamente delicato poiché, soprattutto in Italia, il quadro normativo è soggetto ad una molteplicità di norme e di regolamenti regionali e comunali che impediscono di fornire un quadro esaustivo. Inoltre, ogni intervento può presentare delle specificità che lo rendono singolare rispetto alla casistica generale.

Si può esaminare l'aspetto partendo dalle istruzioni del NAD.

Per un intervento che non si trova in contesti particolari si prevede il seguente iter:

- Ottenimento del titolo edilizio pertinente (DIA ecc.);
- Autorizzazione per interventi di bonifica;

- Occupazione suolo pubblico;
- Iter per autorizzazioni ambientali (stoccaggio, trasporto e riciclo dei rifiuti, emissioni acustiche, controllo vibrazioni);
- Distacchi sottoservizi;

Le interfacce istituzionali sono molteplici:

- Ufficio tecnico del comune;
- Servizio ambientale della provincia per i piani di bonifica, recupero inerti ecc.;
- ALS competente territorialmente per la sicurezza sul lavoro; bonifica amianto;
- ARPA per problematiche ambientali.

Occorre quindi individuare in maniera esaustiva il quadro di riferimento normativo ed ottenere eventualmente pareri preventivi quando possibile.

3.1.3 Pianificazione delle operazioni

La pianificazione delle operazioni è il punto chiave del piano di demolizione.

In questa fase occorre seguire la seguente procedura:

- a) Individuare il metodo di demolizione esplicitandone la sequenza di operazioni;
- b) Individuare le macchine e le attrezzature utilizzate per le varie fasi: sia quelle mobili sia quelle fisse; ad esempio le gru, il loro posizionamento, le portate e gli ingombri;
- c) Gestione della viabilità locale tramite la stesura di apposito “piano della viabilità” per definire eventuali o parziali chiusure del traffico stradale, ferroviario e interfacciandosi con gli enti preposti. Il piano della viabilità per essere efficace deve essere esaustivo sia spazialmente che temporalmente;
- d) Individuare le procedure di gestione, stoccaggio e trasporto dei rifiuti di demolizione;
- e) Individuazione di uno scenario di emergenza e gestione delle stesse nel caso di demolizioni particolari (ad esempio incendio in caso di uso di esplosivi);
- f) La stesura del cronoprogramma delle lavorazioni in modo da poter essere utilizzato nella valutazione dei rischi.

3.1.4 Misure di protezione collettiva

Spesso occorre prevedere delle misure che consentano di operare senza arrecare disturbo eccessivo all’ambiente circostante, minimizzando l’esposizione ai vari rischi degli occupanti delle aree limitrofe. Le misure che devono essere individuate riguardano:

- a) La perimetrazione del cantiere, in modo da impedire accessi incontrollati tramite apposite recinzioni e barriere commisurate al livello di pericolosità delle operazioni ivi svolte;
- b) La gestione di visite, se dovesse presentarsi la necessità;
- c) La gestione delle zone di esclusione, che devono essere rispettate durante le fasi critiche delle operazioni;
- d) Il contenimento del volume dei detriti di demolizione.

3.1.5 Stabilità delle strutture

Il tecnico dovrà individuare tutti gli aspetti critici e le misure necessarie per salvaguardare la stabilità delle strutture oggetto dell'intervento. Gli aspetti da gestire a tale proposito a tal proposito sono tre:

- a) Evitare il collasso con modalità non pianificata della struttura, incluso il collasso prematuro parziale o totale, ed il mantenimento della stabilità delle parti escluse;
- b) Individuare tutte le perdite di resistenza e rigidità a cui le parti residue possono essere soggette a seguito delle operazioni di demolizioni garantendo la stabilità delle stesse;
- c) Progettare eventuali opere provvisorie di puntellazione, controventamento ecc. per il soddisfacimento del requisito di stabilità generale.

3.1.6 Verifiche statiche in fase di demolizione

Il processo di demolizione avviene necessariamente per fasi successive durante le quali la struttura viene severamente modificata sia per quanto riguarda l'entità e la distribuzione dei carichi ancora agenti, sia per quanto riguarda lo schema strutturale. Ciascuna delle diverse configurazioni che la struttura assume va attentamente valutata prima del raggiungimento della condizione in cui si assiste all'attivazione di un meccanismo labile che porta alla perdita di stabilità, locale o globale che sia. E' inoltre necessario accertarsi preventivamente che in nessuna fase intermedia possa crearsi una situazione di collasso parziale o totale non previsto; per tanto si dovrà fare in modo che le verifiche statiche si attengano scrupolosamente agli schemi che il progettista della demolizione o dello smontaggio dell'opera ha individuato e intende attuare. Particolare attenzione va posta per le strutture in calcestruzzi armato post tese in cui, a seguito della rimozione dei carichi permanenti portati, lo stato di coazione tra armatura e calcestruzzo può determinare un collasso fragile e prematuro.

3.1.6 Misure di protezione ambientale

Occorre prendere in considerazione i seguenti vincoli ambientali, alcuni dei quali rivolti soprattutto verso le aree esterne occupate:

- a) Controllo del rischio del rumore;
- b) Controllo emissioni polveri ed eventuale piano di monitoraggio dell'aria;
- c) Riduzione dei residui ed eventuale riutilizzazione e riciclo o rimpiego; stesura di un piano di smaltimento dei rifiuti;
- d) Minimizzazione del materiale trasportato;
- e) Individuazione dei sistemi di raccolta, stoccaggio e imballaggio di materiale nocivi;
- f) Individuazione dei sistemi di pulizia ruote degli automezzi in uscita;
- g) Individuazione dei sistemi di protezione degli automezzi;
- h) Gestione dei rischi dovuti alla presenza di gas residui, materiali inquinanti, tossici, materiali infiammabili, esplosivi ecc.;
- i) Gestione delle vibrazioni indotte dalle operazioni, in particolare nell'uso di esplosivi;

- j) Predisposizione di un piano di bonifica.

3.1.7 Misure di sicurezza in cantiere

Il piano di demolizione dovrebbe integrare le prescrizioni del PSC in modo più specifico essendo il documento di dettaglio della lavorazione. Occorre individuare quindi:

- a) Le modalità di accesso, mantenimento dell'integrità statica, sorveglianza ripristino e smontaggio col procedere della demolizione di tutte le piattaforme o ponteggi di accesso all'opera;
- b) Gli spazi di lavoro a terra per contro le zone di interdizione per gli operatori in cantiere;
- c) DPI specifici e procedure dedicate ad operazioni particolari incluse le prescrizioni di specifiche abilitazioni alle stesse;
- d) Individuazioni dei rischi cui sono esposti gli operatori. In particolare, verificare:
 - i. Presenza di sostanze pericolose, nocive e tossiche;
 - ii. Presenze di materiali contenenti amianto;
 - iii. Valutazione del rischio di esposizione al rumore;
 - iv. Valutazione del rischio di esposizioni alle vibrazioni;
 - v. Individuazione del rischio indotto da condizioni meteorologiche avverse e procedure di gestione

3.2 Valutazione rischi

Per la pianificazione delle procedure di demolizione occorre effettuare una valutazione rischi connessi con le operazioni stesse, in relazione alla tipologia di lavorazioni da fare e alle attrezzature utilizzate.

Per una valutazione del rischio con riferimento alla problematica specifica occorre analizzare i seguenti punti:

- a) Identificare i rischi relativi alle operazioni pianificate;
- b) Quantificazione del livello di rischio per ognuno di essi;
- c) Eliminare tutti i rischi per i quali ciò è tecnicamente possibile;
- d) Identificare il sistema di abbattimento dei rischi residui non eliminabili;

La procedura può essere iterativa, nel senso che la riduzione del livello di rischio può significare, al limite, il cambio del metodo di lavoro, oppure lo sfasamento temporale di alcune lavorazioni. In questo, possono avere un ruolo determinante l'accurata programmazione dei lavori, quindi un realistico cronoprogramma ad esempio con procedura GANTT, l'accurata conoscenza dei luoghi, la presenza di e condizioni statistiche della struttura.

4 Riferimenti normativi

Il presente capitolo ha l'obiettivo di fornire un quadro generale dei riferimenti normativi presenti sul suolo nazionale in ambito di sicurezza e tutela ambientale.

A tal proposito le normative sono molto dettagliate circa i pericoli derivanti dall'esposizione a materiali pericolosi per la salute. Di seguito si riportano i principali decreti legislativi e decreti ministeriali in ordine cronologico, focalizzandosi sulla valutazione dei rischi:

- 1) Decreto legislativo n°277/91: tale decreto prescrive misure per la tutela della salute e per la sicurezza dei lavoratori contro i rischi derivanti dall'esposizione durante il lavoro agli agenti chimici e fisici come il piombo metallico e l'amianto.
Al capo 1 ("Norme generali") Articolo 20 ("operazioni lavorative particolari") viene definita l'opportunità redigere un "piano di lavoro" nel caso in cui si svolgono operazioni lavorative in cui è prevedibile l'esposizione dei lavoratori al piombo.
- 2) Decreto ministeriale del 06/09/1994: tale decreto disciplina le tecniche e le metodologie relative alla cessazione dell'impiego dell'amianto. In tale decreto vengono forniti due tipi di indicazioni:
 - Norme prescrittive che hanno carattere vincolante;
 - Norme indicative da intendersi come linee guida non prescrittive.

Tale decreto fornisce una definizione circa la pericolosità dei materiali come l'amianto: *"La potenziale pericolosità dei materiali di amianto dipende dall'eventualità che siano rilasciate fibre aerodisperse nell'ambiente che possono venire inalate dagli occupanti. Il criterio più importante da valutare in tal senso è rappresentato dalla friabilità dei materiali che possono liberare fibre spontaneamente per la scarsa coesione interna..."*
In tale documento vengono inoltre fornite indicazioni circa la valutazione del rischio, metodi di bonifica a seconda che il materiale sia integro o suscettibile a danneggiamento;

- 3) Decreto Ministeriale del 14 maggio 1996: tale decreto ministeriale tratta le norme relative alla cessazione dell'impiego dell'amianto. Tale normativa si applica:
 - a) alle aree ed agli edifici industriali in cui la contaminazione proviene dalla lavorazione dell'amianto o di prodotti che lo contengono (quindi siti industriali dismessi);
 - b) alle altre situazioni in cui l'eventuale inquinamento da amianto è determinato dalla presenza di locali adibiti a stoccaggio di materie prime o manufatti o dalla presenza di depositi di rifiuti.

In tale documento particolare attenzione viene posta alle operazioni di bonifica che dovranno essere eseguite per fasi la cui effettiva successione nel piano di lavoro (già introdotto nel DL n°277/91) dovrà tenere conto della specifica situazione:

- a) 1° fase: eventuale rimozione delle coperture in cemento-amianto;
- b) 2° fase: bonifica degli edifici;
- c) 3° fase: bonifica delle reti fognarie e delle fosse di decantazione;
- d) 4° fase: bonifica dei terreni.

Viene inoltre fornita una prima classificazione delle pietre verdi in funzione del loro contenuto di amianto.

- 4) Decreto ministeriale del 10 marzo 1998: tale decreto tratta i criteri generali di sicurezza antincendio e per la gestione dell'emergenza nei luoghi di lavoro. Tale decreto asserisce che la valutazione dei rischi di incendio deve consentire al datore di lavoro di prendere i provvedimenti che sono effettivamente necessari per salvaguardare la sicurezza dei datori di lavoro e delle persone presenti nel luogo di lavoro. In maniera particolare questi provvedimenti comprendono:
- a) La prevenzione dei rischi;
 - b) L'informazione dei lavoratori e delle altre persone presenti;
 - c) La formazione dei lavoratori;
 - d) Le misure tecnico-organizzative destinate a porre in atto provvedimenti necessari.

La valutazione dei rischi di incendio si articola nelle seguenti fasi:

- a) Individuazione di ogni pericolo di incendio come ad esempio combustibili e sostanze infiammabili;
 - b) Eliminazione o riduzione dei pericoli di incendio;
 - c) Valutazione del rischio residuo di incendio;
 - d) Verifica della adeguatezza delle misure di sicurezza esistenti ovvero individuazione di eventuali ulteriori provvedimenti e misure necessarie ad eliminare o ridurre i rischi residui di incendio.
- 5) Decreto ministeriale del 5 agosto 2005: tale decreto stabilisce i criteri e le procedure di ammissibilità dei rifiuti nelle discariche. I rifiuti sono ammessi in discarica, esclusivamente, se risultano conformi ai criteri di ammissibilità della corrispondente categoria di discarica. Tale decreto fornisce delle metodologie di campionamento per accertare l'ammissibilità dei rifiuti nelle discariche. Tenuto conto che le discariche per rifiuti pericolosi hanno un livello di tutela ambientale superiore a quelle per rifiuti non pericolosi, e che queste ultime hanno un livello di tutela ambientale superiore a quelle per rifiuti inerti, è ammesso il conferimento di rifiuti che soddisfano i criteri per l'ammissione ad ogni categoria di discarica in discariche aventi un livello di tutela superiore.

5 Impostazione progettuale

L'opera da demolire deve essere ben inquadrata con riferimento alla sua età, al suo stato di integrità al momento dell'intervento, ai materiali di cui è composta e alle loro caratteristiche e al loro eventuale degrado e infine alle fasi costruttive e agli schemi strutturali che ne hanno caratterizzato l'edificazione.

Pertanto, la possibilità di disporre della documentazione tecnica si rivela un apporto di una certa importanza; in caso contrario, è necessario progettare una campagna di indagini conoscitive utilizzando le stesse modalità attraverso le quali si opera nel settore della diagnosi strutturale ai fini del consolidamento o della riabilitazione. Quando ciò risulti tecnicamente e/o economicamente non fattibile, conoscere l'epoca di costruzione dell'opera può consentire di individuare, mediante la tecnica del progetto simulato, le modalità costruttive adottate, le caratteristiche dei materiali di cui sono costituite le varie parti, le tecniche di unione degli elementi strutturali.

La valutazione della resistenza della struttura così come si presenta allo stato attuale parte dalla determinazione delle resistenze dei materiali che la compongono; a questo riguardo è necessario effettuare determinazioni dirette delle caratteristiche dei materiali attraverso il prelievo di campioni in situ e prove in laboratorio, eventualmente corroborate di indagini non distruttive che consentano di accertare il grado di omogeneità dei materiali

Principalmente si può distinguere tra demolizione meccanica e demolizione con esplosivo.

5.1 Demolizione con esplosivo

Per strutture oblunghe, oggetto di studi nella presente tesi, la progettazione si basa sul calcolo di carica.

Occorre preliminarmente calcolare:

1. Calcolo del peso (anche in funzione degli appoggi);
2. Abbrivio necessario per all'uscita di baricentro;
3. Velocità di caduta;
4. Resistenza dei materiali costruttivi portanti;
5. Sollecitazioni vibratorie indotte dalle cariche;
6. Sollecitazioni vibratorie indotte dalla caduta;
7. Balistica;
8. Sovrappressione;

Le pile generalmente sono le strutture più semplici da abbattere, poiché l'esplosivo viene aiutato dalla forma alta e stretta che consente la facile uscita del baricentro.

La scelta tecnica quindi è subordinata agli assi o piani di simmetria dei manufatti e dei punti di appoggio.

Normalmente serve poco esplosivo per queste opere poiché, come già detto, saranno la forza di gravità e la spinta inerziale a fare il grosso del lavoro. Elemento determinante in questi casi è lo spazio di caduta. Solo in qualche caso è possibile la caduta della struttura su se stessa. L'abbattimento di queste opere va generalmente paragonato alla al taglio di un albero, pertanto è necessario un corridoio di caduta il più ampio possibile. Lo spazio di caduta può essere misurato in metri di lunghezza, larghezza oppure gradi dell'angolo giro libero.

La natura dell'intervento dipende molto dalla tipologia di materiale con cui è costituita la pila. Infatti se la pila è costituita da muratura, nelle fase di demolizione esse perdono gran parte della loro lunghezza del corridoio di caduta.

5.1.1 Geometrie di perforazione

L'obiettivo della demolizione con cariche esplosive è la frantumazione del calcestruzzo. Frantumare vuol dire separare in piccole porzioni un blocco in origine più grande. Nella separazione in porzioni avremo un aumento del volume del blocco, poiché le fessure che dividono i singoli frammenti si riempiono dei gas della detonazione, allargandosi progressivamente. Lo spazio che viene occupato dall'aumento di volume del blocco a seguito della detonazione si chiama spazio libero o più comunemente superficie libera.

La perforazione può avvenire manualmente o in maniera meccanizzata. Più nel dettaglio la perforazione può essere:

- a) Elettrica: si utilizza un trapano da cantiere che consente fori variabili tra 15 e 35 mm con profondità attorno al metro; la polvere derivante dalla perforazione elettrica viene espulsa dal foro grazie alla forma elicoidale dell'asta a punta, che può lavorare a rotazione o rotopercolazione;
- b) Pneumatica: si utilizza un trapano alimentato da aria compressa, con pressione tra le 6-8 atmosfere. Per fori orizzontali, dato il peso del trapano, occorre un sovrastegno cioè un tubo telescopico azionato ad aria che sostiene la perforatrice all'altezza desiderata;
- c) Idraulica: questa tecnica è utilizzata per perforazioni di grandi diametri e medio-alte profondità. La rotazione delle aste avviene per spinta di olio compresso;
- d) Perforazione a motore: si tratta di un sistema manuale basato su un piccolo motore a scoppio che produce sia rotazione che percussione;

Quanta più superficie libera esiste attorno al blocco da rompere, tanto meno esplosivo sarà necessario per disgregare i pezzi componenti il blocco stesso.

Si definisce Consumo Specifico di Esplosivo:

$$CSE = \frac{\text{Quantità di esplosivo}}{\text{volume da frantumare}}$$

5.1.2 Vibrazioni causate dalla demolizione

Il problema delle vibrazioni indotte da abbattimento con esplosivo può essere inquadrato nello studio delle piccole oscillazioni di sistemi smorzati e della propagazione di onde elastiche in mezzi continui.

Il fenomeno della vibrazione dipende da un lato dal meccanismo dell'esplosione e del crollo delle macerie, dall'altro dalle caratteristiche fisiche del terreno, sia in corrispondenza del punto di esplosione e di presunto impatto della struttura sul terreno, sia lungo il percorso delle varie onde e sia nella zona di osservazione. L'energia generata dall'esplosione e dall'impatto delle macerie contro il terreno induce compressioni della materia che circonda il punto "sorgente", creando delle deformazioni elastiche che prendono il nome di onde. Queste onde si comportano come delle vere e proprie onde sismiche essendo caratterizzate da ampiezza e periodo.

Il moto oscillatorio delle particelle del terreno, provocato dalle onde elastiche, è definibile in ogni punto in termini di: spostamento, velocità e accelerazione. Le vibrazioni in un punto sono quindi rilevate mediante registrazione delle componenti dello spostamento o della velocità o dell'accelerazione utilizzando rispettivamente sismogrammi, vibrogrammi e oscillogrammi.

In particolare, è necessario l'individuazione della massima velocità particellare, ovvero la velocità con cui la singola particella di terreno, vibra intorno alla sua posizione di riposo al passaggio dell'onda sismica. Essa si indica con la sigla "P.P.V." (peak particle velocity).

Di seguito viene trattata la valutazione del P.P.V. dovuto alla carica esplosiva, mentre la trattazione degli effetti vibratorii di origine meccanica sarà trattata nel paragrafo delle demolizioni meccaniche.

5.1.2.1 Valutazione del P.P.V. indotto dalla carica esplosiva

Nel caso delle onde vibratorie provocate da una carica esplosiva posta in un terreno o parte di struttura, i parametri fondamentali sono:

1. La quantità di carica esplosiva Q utilizzata;
2. La posizione della carica esplosiva;
3. Il tipo o i tipi di terreni attraversati;
4. La distanza D in metri dalla carica esplosiva al punto in cui la vibrazione viene rilevata;
5. L'ampiezza della velocità di vibrazione v che si misura in mm/s
6. La frequenza di vibrazione f in Hertz;

per i punti 2 e 3 è stato studiato sperimentalmente un coefficiente K che assume valori appartenenti al range [0-400]. Il valore 0 è il minimo ideale ad indicare un materiale che non trasmette la perturbazione ed il valore 400 a rappresentare le caratteristiche di trasmissione massima dell'onda di una roccia nella condizione più penalizzante. Le correlazioni fondamentali dei parametri visti sono stati riassunti dall' USBM (United States Bureau of Mines) attraverso la formula:

$$v = \left(\frac{Q}{D}\right)^{\beta}$$

mentre per Langefors e Kihlstrom la formula finale (e più usata) è:

$$v = K \sqrt{\frac{Q}{D^{1.5}}}$$

5.1.3 Effetto delle vibrazioni sull'essere umano

L'essere umano è un soggetto molto sensibile alle vibrazioni di bassa frequenza, ossia sotto i 100 Hz. Vibrazioni del tutto innocue ai fabbricati possono quindi essere percepite come molto forti. Valori di picco sull'ordine di 1mm/s, risultano percettibili ma tollerabili; altre sull'ordine di 4-6 mm/s possono essere fonte di timore o fastidio.

Unico rimedio è, quindi, compatibilmente con altri aspetti organizzativi, informare zone limitrofe ai lavori sugli orari e sugli effetti del brillamento. Dato che il rapporto tra la carica e la velocità di oscillazioni delle vibrazioni varia al quadrato, la riduzione ad un quinto delle vibrazioni comporta una riduzione di circa 25 volte del quantitativo di esplosivo da utilizzare. Il tutto comporterebbe

un rincaro del lavoro, in termini di numero di volate, numero di detonatori e altro di circa 15-20 volte.

Si è anche riscontrata la tendenza dell'essere umano ad abituarsi velocemente alle vibrazioni, soprattutto se si considera la sporadicità degli eventi e la breve durata degli stessi circa mezzo secondo per volata uno al massimo 2 volte al giorno. Persone nate e abitanti vicino a zone minerarie, dove quotidianamente si percepiscono sollecitazioni dovute ai brillamenti, sentono meno fastidio di quelle che si imbattono solo occasionalmente con queste esperienze.

5.1.4 Sovrappressioni in aria

Un altro effetto collaterale indesiderato di cui l'artificiere civile deve tener conto è la fenomenologia legata alle onde di sovrappressione.

Una parte dell'energia liberata dal brillamento di cariche esplosive, si trasmette sotto forma di vibrazioni che si propagano nel terreno con un moto ondoso. Un'altra percentuale di energia pari al 37-38 % dell'energia totale, si propaga nell'aria comprimendola, secondo un ulteriore movimento ondulatorio, anch'esso dotato di intensità e frequenza.

Le sovrappressioni nell'atmosfera hanno un campo di frequenze variabili tra 0.1 e 200 Hz. Gli esseri umani non percepiscono vibrazioni inferiori a 20 Hz e pertanto è possibile che vibrazioni di frequenze minori vengano percepite solo dalle strutture. In ogni caso ben difficilmente le sovrappressioni in aria derivanti da esplosioni civili possono causare dissesti strutturali. Nella peggiore delle ipotesi possono rompersi i vetri più sottili.

Dopo un certo numero di oscillazioni la pressione torna al livello ambiente.

5.1.4 Calcolo della carica

Vi sono numerose formule per il calcolo della carica mutuata dall'ingegneria mineraria.

Per avere il collasso della struttura non è sufficiente frantumare il calcestruzzo; esso deve essere totalmente rimosso ed espulso lasciando in sede solo l'armatura metallica, chiaramente incapace di sostenere gli sforzi di compressione. Infatti, membrane solo frantumate possono ancora costituire un supporto molto efficace al peso proprio ed impedire il crollo. Occorre effettuare quindi un leggero sovradimensionamento del consumo specifico (peso proprio di esplosivo per metro cubo di materiale da frantumare) deve quindi essere accettato ed essere considerato un indispensabile fattore di sicurezza.

Una volta stabilita la dinamica di caduta e quindi i punti di intervento, i calcoli da fare sono sostanzialmente di due tipi: uno riferito alla consistenza del materiale da frantumare con le cariche ed uno riferito al calcolo delle vibrazioni che si possono provocare.

Se si suppone di avere un pilastro in cemento armato con sezione quadrata con lato 40 cm, i fori dovranno essere distanti tra loro 40 cm circa. In questo caso la porzione interessata dalla singola carica sarà di 0.064 metri cubi. A seconda della tipologia di cemento varia il quantitativo in kilogrammi al metrocubo di gelatina da utilizzare. Moltiplicando tale quantitativo per il volume interessato dalla singola carica si ottiene il quantitativo di carica in kilogrammi.

Ipotizzando ad esempio 0.5 kg/m³ si ottiene un quantitativo di 0.032 kg di carica.

Suppongo che il pilastro sia alto 2 metri. Dividendo i 2 metri per 0.40 metri si hanno 5 porzioni di pilastro da frantumare con altrettanti quartini di cartuccia. A questo punto moltiplicando il peso del quartino per 5 quartini si otterrà il valore in kg dell'esplosivo necessario a frantumare l'intero pilastro.

Supponendo di innescare i 5 quartini con un unico detonatore si avrà una massima carica di 0.172 kg di esplosivo. Utilizzando la formula di Langerfors si può calcolare il valore della sollecitazione vibratoria indotta:

$$v = K \sqrt{\frac{Q}{D^{1.5}}} = 200 \sqrt{\frac{0.172}{150^{1.5}}} = 1.9 \text{ mm/s}$$

Se il valore superasse le soglie consentite per la salvaguardia di qualche struttura, si può agire in 2 modi:

1. Dimezzare la massima carica cooperante, mettendo due detonatori per innescare le microcariche;
2. Impostare il calcolo di Langerfors all'inverso e stabilire a priori la carica massima ammissibile; dopo di che stabilire quanti detonatori con tempi diversi sono necessari.

5.2 Demolizione meccanica

Nel caso di demolizione meccanica occorre conoscere e calcolare preliminarmente:

1. Peso della struttura (anche in funzione degli appoggi);
2. Abbrivio necessario per all'uscita di baricentro;
3. Velocità di caduta;
4. Resistenza dei materiali costruttivi portanti;
5. Sollecitazioni vibratorie indotte dalla caduta;

Anche in questo caso la natura dell'intervento dipende molto dalla tipologia di materiale con cui è costituita la pila. Occorre infatti stimare la dimensione del cuneo di calcestruzzo da demolire affinché si verifichi il cinematismo atteso.

5.2.1 Valutazione del P.P.V indotto dall'urto del manufatto contro il suolo

Anche nel caso delle demolizioni meccaniche occorre fare una attenta valutazione delle vibrazioni, che questa volta sono solo di origine meccanica, dovute all'urto del manufatto contro il terreno.

In questo ambito non esiste una relazione universalmente nota, come avviene per il brillamento delle cariche. Si riporta comunque una relazione empirica che permette una stima del picco della velocità particellare indotta appunto dall'urto del manufatto contro il terreno:

$$V = K \left(\frac{\sqrt{E}}{D} \right)^{0.7078}$$

Dove:

- V è la velocità di picco in mm/s;
- E è l'energia potenziale di caduta in MJ;
- D è la distanza dal punto di misura al punto di impatto a terra in m;
- K è un coefficiente che dipende dalle caratteristiche del mezzo di propagazione e dalla distribuzione dell'impatto; esso può un valore medio di 14.9 ed un massimo di 25.

Per il calcolo dell'energia potenziale si utilizza la seguente espressione:

$$E = m * g * h$$

Dove:

- m è la massa del manufatto che impatta in kg;
- g è l'accelerazione di gravità che vale 9.81 m/s²;
- h è l'altezza del baricentro del manufatto rispetto al piano campagna.

Al fine dell'utilizzo della formula in questione si osserva che:

- la relazione considera l'energia potenziale come la corrispondente alla massima quantità di manufatto che impatta simultaneamente;
- la relazione è costruita su un campione corrispondente a ribaltamenti laterali, sia con urto concentrato (strutture tozze come le vasche nei serbatoi piezometrici) sia con urto distribuito (strutture snelle come ad esempio le ciminiere);

- la relazione utilizza la distanza tra il punto di misura e il centro d'urto a terra;
- la relazione non prevede la presenza di strati di materiale predisposti per attenuare l'urto tra struttura e suolo ("letti") e quindi si tende a sovrastimare il P.P.V.;
- la relazione tende a non sovrastimare il picco indotto da una massa che impatta in modo concentrato nello spazio, diventando in taluni casi a sfavore di sicurezza;
- la relazione, dal carattere previsionale e generale, non può tenere in considerazione le eventuali singolarità del mezzo di trasmissione dell'onda sismica (giunti di costruzione, discontinuità sostanziali delle strutture di fondazioni, ecc.)

5.3 Rilievi e conoscenza dei materiali

Alla luce di quanto esposto in precedenza, risulta fondamentale, per avere un adeguato controllo del processo di demolizione la conoscenza delle caratteristiche geometriche, meccaniche e della storia di carico della struttura.

Tali informazioni possono essere fornite o da elaborati grafici e integrate con indagini in sito effettuando prove non distruttive o prelievi di campioni di materiale che verranno poi esaminati in laboratorio.

5.3.1 Controlli non distruttivi

L'obiettivo dei controlli non distruttivi è quello di caratterizzare i materiali in opera costituenti le strutture in conglomerato cementizio armato.

Per il conseguimento di tale obiettivo si possono eseguire le seguenti indagini sperimentali:

5.3.1.1 rilievo magnetometrico

L'indagine magnetometrica viene eseguita con due scopi:

- individuare la posizione delle armature, o di eventuali elementi metallici, in modo da escludere delle aree di prova da indagare con sclerometrie e ultrasuoni;
- verificare la posizione delle armature verticali ed orizzontali dell'elemento verificando direttamente i diametri di queste con una parziale rimozione del copriferro.

Lo strumento utilizzato è il pacometro. Il pacometro rientra nei cosiddetti metodi magnetici, in quanto sfrutta le proprietà magnetiche del ferro per la localizzazione delle armature. Il funzionamento di tale strumento si basa sul principio dell'induzione magnetica. Lo strumento consiste in una sonda emettitrice di campo magnetico collegata ad una unità di elaborazione digitale ed acustica.



Figura 13 Pacometro

In fase di ricerca delle barre è necessario far scorrere la sonda di ricerca dello strumento con il suo asse maggiore disposto parallelamente alle barre da individuare e spostarla lateralmente. Se l'armatura è costituita da due file di barre, una verticale e una orizzontale, la ricerca va eseguita due volte, una per ciascuna fila. Durante la prima ricerca si segnano direttamente sull'elemento le tracce delle barre individuate dalla sonda; successivamente si passa alla localizzazione della seconda serie di armatura facendo scorrere la sonda negli spazi tra le barre già individuate.

5.3.1.2 indagine ultrasonica

Le cosiddette prove ad ultrasuoni si eseguono per la determinazione delle caratteristiche elastiche e meccaniche e sono attualmente considerate un importante mezzo di supporto per le indagini su omogeneità del calcestruzzo, difetti di getto, variazioni delle proprietà (dovute a degrado, a sollecitazioni, ecc.), modulo di elasticità dinamico, coefficiente di Poisson dinamico, stima della resistenza del calcestruzzo (in combinazione con altre determinazioni).



Figura 14 Strumentazione per indagine ultrasonica

Il funzionamento dell'apparecchiatura si basa sugli effetti della propagazione di impulsi vibrazionali applicati ad un mezzo solido facendo leva sui seguenti principi:

- La velocità con cui gli impulsi applicati si propagano è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo utilizzato e della sua densità;
- La disomogeneità (dovuta a fessure, zone degradate, cavità, ecc.) alterano la velocità di propagazione e attenuano il modulo dell'onda di vibrazione.

L'impulso può essere generato mediante un trasmettitore sonico elettrodinamico (utilizzando una pastiglia di ceramica piezoelettrica) o mediante una semplice sollecitazione meccanica (tramite un martelletto). Per la rilevazione del segnale è utilizzato un ricevitore costituito da una sonda di tipo piezoelettrico uguale a quella trasmittitrice. Mediante il sistema di preamplificazione, amplificazione e filtraggio il segnale generato dalla sonda ricevitrice è trasmesso al sistema di elaborazione della misura in condizioni ottimali; il sistema provvede quindi alla visualizzazione sul monitor del computer.

Essenzialmente la risposta grafica dell'impulso ultrasonico applicato al mezzo solido consente lo studio di tre parametri fondamentali:

1. il ritardo in ricezione dell'impulso onde determinare la velocità di propagazione del mezzo;
2. la tipologia della forma d'onda onde evidenziare la presenza di fratture nel mezzo (presenza di uno o più assi);
3. ampiezza e frequenza delle onde longitudinali e trasversali.

Da un attento studio di questi parametri è possibile risalire alle caratteristiche elastomeccaniche del materiale.

Si possono distinguere tre modalità esecutive:

1. misura diretta: che si ottiene posizionando trasmettitore e ricevitore in direzioni opposte, con in mezzo l'elemento da indagare, metodo che si rivela particolarmente utile anche per la rilevazione di lesioni interne.

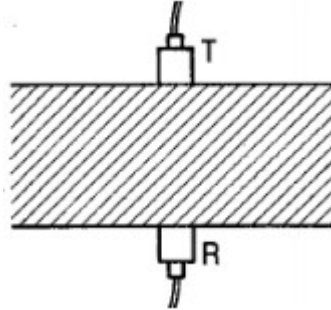


Figura 15 Disposizione misura diretta

2. misura semindiretta: che si ottiene posizionando le sonde su due facce adiacenti

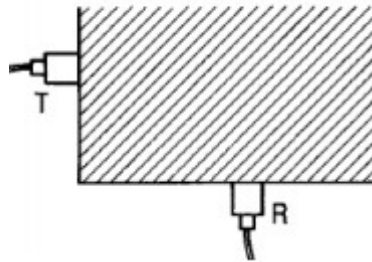


Figura 16 Disposizione misura semidiretta

3. misura indiretta: si ottiene posizionando parallelamente trasmettitore e ricevitore, a distanze in scala (20, 40, 60 cm). Tale metodo è più influenzato dalla pelle superficiale del materiale.



Figura 17 Disposizione misura indiretta

In questi ultimi due casi, per ottenere metodo corretto di correlazione bisogna seguire la metodologia del seguente esempio:

- Si prepara la superficie di prova in modo che sia pulita, smerigliata e sufficientemente piana;
- Si applicano le sonde ed al fine di evitare interposizioni di aria si può usare plastilina, sapone liquido o grassi.

Bisogna porre particolare attenzione alla presenza di armature la cui presenza diventa trascurabile solo se il rapporto tra le somme dei diametri attraversati dal treno d'onde e la lunghezza totale del percorso è minore di 0.06 (per armature disposte perpendicolarmente al percorso) o di 0.30 (per armature disposte parallelamente al percorso).

5.3.1.3 indagine sclerometrica

Il metodo consiste nel provocare l'impatto di una massa convenzionale contro la superficie del materiale sottoposto a prova e nel misurare l'altezza del rimbalzo; la misura è espressa in termini di percentuale dell'altezza di rimbalzo rispetto alla distanza percorsa dalla massa in movimento tra l'istante in cui è rilasciata e quando colpisce la superficie del calcestruzzo. Questa percentuale è detta indice di rimbalzo IR. Considerando che l'energia cinetica della massa battente è standard, l'altezza di rimbalzo dipende dall'energia dissipata durante l'impatto che a sua volta, dipende dalla resistenza meccanica della superficie del calcestruzzo.

Lo sclerometro è costituito sostanzialmente da un corpo cilindrico, da una molla, da una massa battente e da una asta che fuoriesce parzialmente da un'estremità. Premendo l'asta dello sclerometro contro la superficie di calcestruzzo da esaminare si carica una molla. Quando l'asta rientra, per intero, all'interno dello sclerometro si sgancia automaticamente una massa che colpisce l'asta stessa nell'estremità interna e, attraverso questa, la superficie del calcestruzzo.

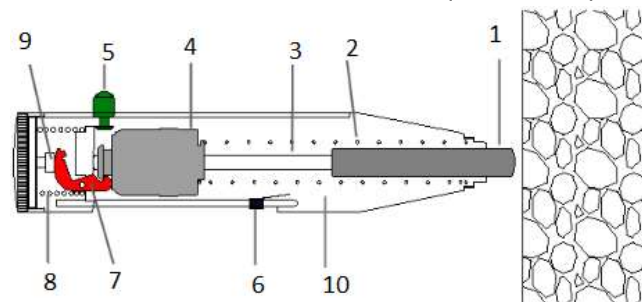


Figura 18 Sclerometro

Dove:

1. Pistone battente;
2. Molla di impatto;
3. Asta scorrimento;
4. Massa battente;
5. Pulsante di sblocco;
6. Cursore indice;
7. Arpionismo;
8. Molla di compressione;
9. Vite finecorsa;
10. Tubo guida esterno.

Per reazione l'asta ritrasmette alla massa il contraccolpo, o rimbalzo, che è tanto maggiore quanto maggiore è la durezza superficiale o la compattezza del calcestruzzo: in seguito all'urto si ha una redistribuzione dell'energia cinetica iniziale: un'aliquota è assorbita dal calcestruzzo sotto forma di energia di deformazione plastica (o permanente), un'altra è restituita alla massa mobile che rimbalza per un tratto proporzionale all'energia rimasta disponibile. Nella corsa di rimbalzo la massa trascina un indice che rimane bloccato nel punto massimo di ritorno indicando – contemporaneamente - un valore di riferimento sull'apposita scala. Questo numero, come si

deduce dal diagramma fornito con lo strumento è correlato con la resistenza a compressione del calcestruzzo anche in funzione dell'angolo di inclinazione dello strumento sulla superficie di prova.

Le superfici di calcestruzzo da esaminare devono essere liberate da eventuali rivestimenti come intonaci o vernici protettive, in modo da mettere a nudo la necessaria superficie di calcestruzzo della struttura. Il trattamento di pulizia deve avvenire con spazzole dure o mole smerigliate ed è necessario per eliminare le eventuali rugosità lasciate dai casseri in legno o dalla polvere di cemento indurita depositatasi durante la vibrazione del calcestruzzo. L'elemento strutturale da esaminare deve avere lo spessore minimo di 15 cm. Le prove devono essere eseguite su una griglia regolare di linee distanti da 25 mm a 50 mm l'una dall'altra, i punti di battuta sono costituiti dai punti di intersezione delle linee della griglia.

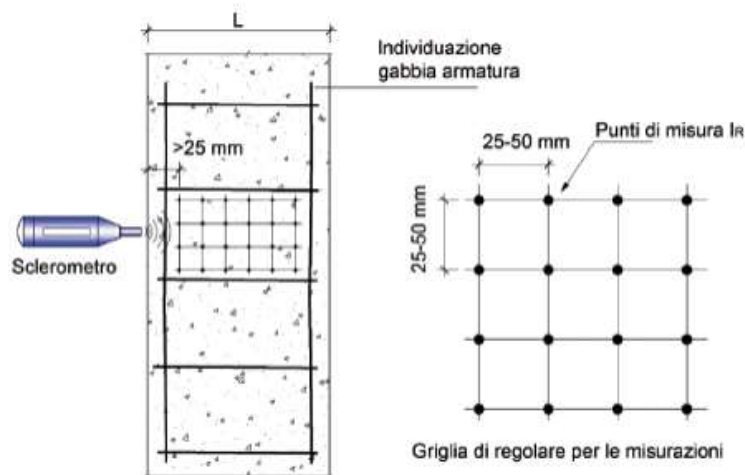


Figura 19 Funzionamento sclerometro

5.3.1.4 Carotaggio

Il carotaggio del calcestruzzo permette una valutazione della resistenza meccanica attraverso la prova di compressione in laboratorio dei provini cilindrici prelevati in sito. Il numero di carote da prelevare per caratterizzare il materiale dell'elemento strutturale in studio non deve essere inferiore a 3. Le carotatrici hanno punte con diametri di 7, 10, 14 e 16 cm che vanno scelte, tendendo al diametro massimo, in funzione delle difficoltà del sito. La scelta del diametro della carota dovrà tenere conto di alcuni aspetti:

- la riduzione della sezione resistente dell'elemento in studio;
- evitare il taglio di armature;
- il diametro dell'inerte.

L'operazione di carotaggio è particolarmente delicata in quanto, se non eseguita correttamente, potrebbe compromettere i risultati. Sono quindi importanti alcuni aspetti:

- utilizzare punte perfettamente cilindriche e ben affilate;
- fissare rigidamente la carotatrice evitando qualunque vibrazione;
- utilizzare abbondantemente l'acqua di raffreddamento.

Tutti i fori andranno riempiti con malta di cemento a presa rapida. La carota appena estratta andrà immediatamente contrassegnata e fotografata a fianco del foro di estrazione. Il

trasporto dovrà avvenire con la massima cautela, onde evitare la formazione di fessurazioni per vibrazione, proteggendo la carota con appositi materiali morbidi ed inserendola in una cassetta di trasporto rigida. Le carote saranno tagliate e rettificate presso un Laboratorio Prove Materiali Autorizzato, in base alla normativa UNI EN 12390-1 e UNI EN 12390-3, che fornirà la resistenza cilindrica di compressione.



Figura 20 Pressa per caratterizzare il calcestruzzo

Il valore della resistenza cubica è ottenuto da quella cilindrica attraverso la relazione:

$$R_c = \frac{f_{ck}}{0.83} \text{ per } \frac{h}{d} > 2$$

Per rapporti inferiori è introdotto un fattore di correzione ricavabile dalle norme ASTM C 42:68 e la relazione diventa:

$$R_c = F_c \frac{f_{ck}}{0.83} \text{ per } \frac{h}{d} > 2$$

h/d	F _c
2.00	1
1.75	0.99
1.50	0.97
1.25	0.94
1.00	0.91

Tabella 2 Correzione resistenza calcestruzzo

6 Caso studio: viadotto Farma

Il caso di studio che verrà trattato nella presente tesi riguarda la demolizione del viadotto FARMA. In particolare, verrà trattata la demolizione della pila "numero 3" e "numero 4" confrontando i risultati ottenuti con diversi programmi di calcolo quali SAP2000 e ANSYS WORKBENCH 2019 R3.

L'obiettivo di tale studio è:

- progettare le dimensioni del cuneo da demolire affinché si verifichi il cinematismo;
- confrontare i risultati ottenuti dai programmi di calcolo SAP 2000 e ANSYS;
- simulare mediante il programma ANSYS il cinematismo, e quindi l'impatto al suolo della pila numero 4 in quanto la pila numero 3 crollerà su un pendio ripido con poca possibilità di generare velocità dovute all'impatto elevate.

Il viadotto FARMA, costruito negli anni '80 circa, era situato sulla S.S. 223 "di Paganico" (E78 Grosseto-Siena), tra Civitella Paganico (GR) e Monticiano (SI) dal chilometro 30+040 al chilometro 41+600.

Tale viadotto era costituito da 16 campate e 15 pile per una lunghezza complessiva di circa 891 metri prevalentemente rettilinei e pianeggianti. Le campate avevano una lunghezza variabile tra 57m e 53.50 m mentre le pile avevano una altezza variabile tra 5.8m e 99.39m.

Tale viadotto nel 2019 è stato demolito a seguito dei lavori di ampliamento che hanno visto la costruzione di un nuovo viadotto a quattro corsie.

Di seguito si riporta una vista dall'alto dei due viadotti (tratta da "Il Giunco.net").

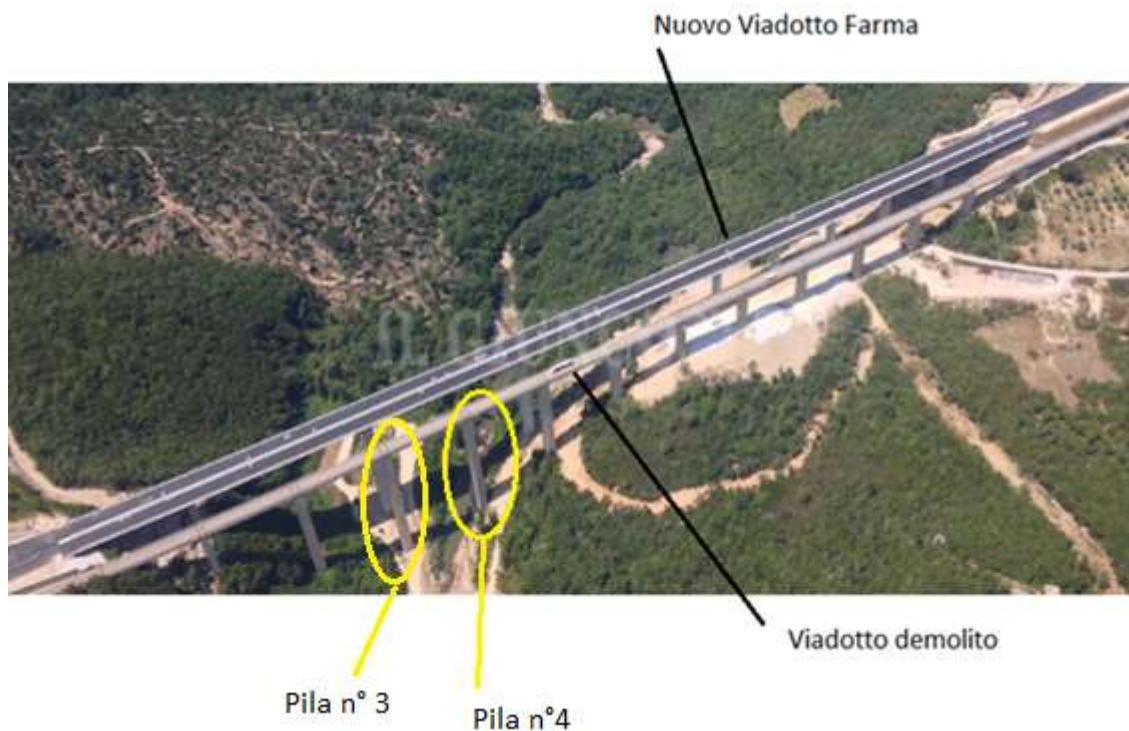


Figura 21 Nuovo ed ex viadotto Farma

6.1 Geometria pile

Le pile oggetto dell'analisi sono le pile numero 3 e 4 e sono rispettivamente la terza e la quarta pila del viadotto da direzione Grosseto.

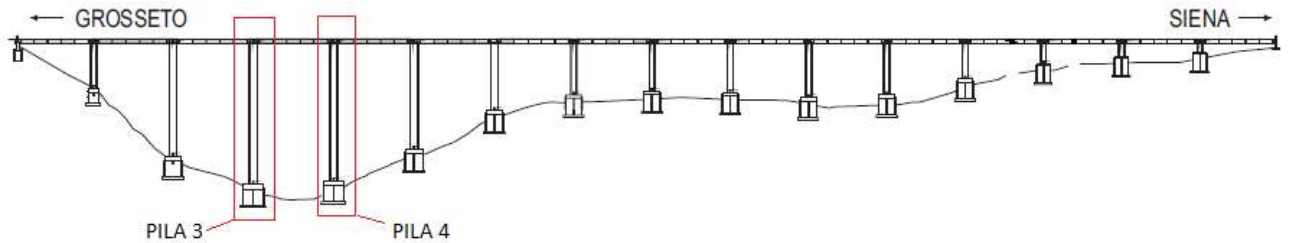


Figura 22 Prospetto viadotto Farma

La geometria delle pile è la stessa ed è costituita da una sezione scatolare con un setto interno in cemento armato ordinario.

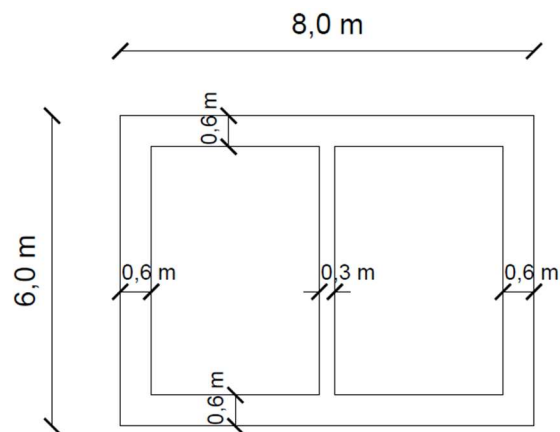


Figura 23 Sezione pila

Alla base della pila sono presenti delle aperture per permettere l'ispezione di essa.

La pila numero 3 è alta 99 m mentre la pila numero 4 è alta 96,74m e prima del collasso abbassata ad una altezza di 55 m per evitare che il cinematismo potesse provocare danni al nuovo viadotto.

6.2 Caratterizzazione armatura

Per la caratterizzazione dell'armatura è stata eseguita una prova magnetometrica sulla parete lato Siena sulla pila numero 4.

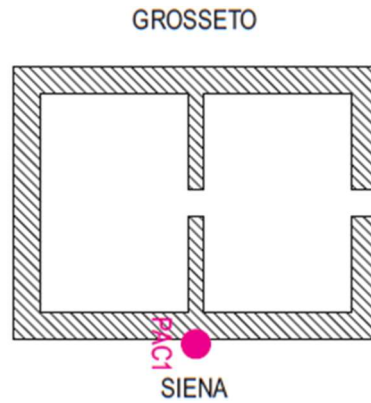


Figura 24 Punto di campionamento armatura

Di seguito si riportano i risultati della prova magnetometrica:

Elemento strutturale	Barre orizzontali		Barre verticali	
	Diametro [mm]	passo [mm]	Diametro [mm]	passo [mm]
PILA 4	12	20-30	20	20-25

Tabella 3 Risultati prova magnetometrica

Inoltre, si rileva che le barre di armatura sono ad aderenza migliorata.

6.3 Caratterizzazione calcestruzzo

Per conoscere le caratteristiche del materiale di cui era costituita la pila sono state eseguite prove di tipo non distruttivo e in particolare carotaggi e quindi prove di compressione, indagini ultrasoniche e indagini magnetometriche.

Sulla pila numero 4 sono state eseguite tre prove con metodologia *SONREB*. Questo metodo consente di determinare la resistenza f_{ck} del calcestruzzo indurito in opera correlando con la velocità ultrasonica V , ottenuta con prove ultrasoniche, con l'indice di rimbalzo S ottenuto con prove sclerometriche. Le due differenti indagini, sclerometriche e ultrasoniche, sono state eseguite sulla medesima porzione di parete.

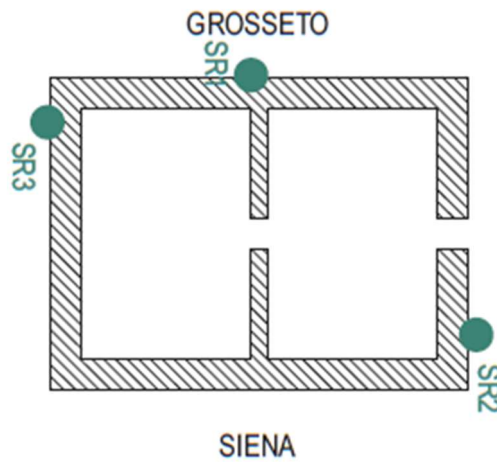


Figura 25 Punto di campionamento calcestruzzo

I risultati delle prove sclerometriche sono riassunti di seguito:

Elemento strutturale	H da terra [cm]	lunghezza spigolo [cm]	indici di rimbalzi IR (medi per punto)								A (°)	IR (medio per punto)	IR (medio per area)
SR1	100	110	LATO SIENA				LATO SIENA				0	52	50.40
			54	53	52	48	50	52	54	52			
			48	49	53	52	56	52	52	52			
	55	54	52	52	54	54	52	55					
	150	160	LATO GROSSETO				LATO GROSSETO				0	48	
			55	51	52	56	45	43	40	42			
50			49	48	56	46	42	42	42				
55	53	58	54	46	50	45	42						
SR2	140	115	LATO INTERNO				LATO INTERNO				0	49	48.40
			48	49	48	48	50	44	50	52			
			47	50	47	52	50	46	50	50			
	52	50	46	46	50	51	48	50					
	150	160	LATO ESTERNO				LATO ESTERNO				0	48	
			52	49	51	46	46	49	44	50			
51			52	48	49	46	41	44	50				
50	51	51	52	43	42	43	49						
SR3	100	175	LATO ESTERNO				LATO ESTERNO				0	50	51.06
			47	50	50	47	53	50	53	52			
			50	50	46	46	52	51	51	52			
	51	50	50	50	53	53	48	53					
	150	225	LATO ESTERNO				LATO ESTERNO				0	52	
			54	46	46	52	54	53	56	54			
52			49	48	54	50	50	56	56				
47	54	46	46	54	56	54	56						

Tabella 4 Risultati prove magnetometriche

Per l'acquisizione del segnale ultrasonico col metodo indiretto, è stato utilizzato lo schema riportato di seguito:

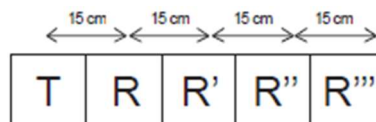


Figura 26 Configurazioni misure

Dove T indica la sonda trasmittente e R la sonda ricevente. I risultati delle prove ultrasoniche vengono riportati nella seguente tabella:

Elemento strutturale	Metodo di trasmissione	Percorso	L [cm]	V corretta [m/s]	velocità media corretta [m/s]
SR1	Diretto	T1-R1'	60	3856.0	3952
		T1'-R1	60	3809.5	
		T2-R2'	60	4062.3	
		T2'-R2	60	4081.5	
SR2	Diretto	T1-R1'	59	3666.9	3866
		T1'-R1	59	3660.4	
		T2-R2'	59	4073.3	
		T2'-R2	59	4063.7	
SR3	Indiretto	T1-R1'	15	3605.8	3837.7
		T1-R1'	30	3740.6	
		T1-R1''	45	3794.3	
		T1-R1'''	60	4135.1	
		T2-R2	15	3906.2	
		T2-R2'	30	4010.7	
		T2-R2''	45	4046.8	
		T2-R2'''	60	4057.1	
		T1-R1	15	3275.1	
		T1-R1'	30	3649.6	
		T1-R1''	45	3992.0	
		T1-R1'''	60	3921.6	
		T2-R2	15	3676.5	
		T2-R2'	30	3504.7	
		T2-R2''	45	4178.3	
		T2-R2'''	60	3908.8	

Tabella 5 Calcolo velocità medie

La resistenza a compressione del calcestruzzo viene stimata attraverso la seguente relazione:

$$R = a * V^b * IR^c$$

Dove:

- R è la resistenza a compressione del calcestruzzo;
- V è la velocità di propagazione degli ultrasuoni in m/s;
- IR è l'indice di rimbalzo medio allo sclerometro;
- a,b,c sono le costanti che vengono determinate tarando il metodo combinato SONREB con prove distruttive eseguite sugli stessi elementi.

Nel caso presente i coefficienti assumono i seguenti valori:

- $a=8,79 \text{ E-}8$;
- $b=3,487$;
- $c=0,517$.

I valori della resistenza cubica di ogni elemento strutturale esaminato sono riportati di seguito:

Elemento strutturale	IR (medio per area)	Velocità ultrasuoni media corretta [m/s]	Resistenza cubica [MPa]
SR1	50.40	3952.0	54.93
SR2	48.40	3866.0	47.16
SR3	51.06	3837.7	57.51

Tabella 6 Calcolo resistenza cubica calcestruzzo

In ottica di operare in condizioni di sicurezza si assume come resistenza di progetto la minore tra le tre stimate. In tal modo se la resistenza reale fosse maggiore di quella assunta, non si verificherebbe il collasso e quindi occorrerà proseguire con il processo di demolizione. D'altro canto, se si assumesse come resistenza di progetto la maggiore tra quelle stimate, si potrebbe non avere il controllo del processo di demolizione e quindi si potrebbe verificare un crollo inatteso. Quindi si assume come classe di resistenza di progetto del calcestruzzo C35/45.

Si osserva che la resistenza stimata è in linea con la resistenza ottenuta da carote di calcestruzzo prelevate dalle altre pile.

6.3.1 Legame costitutivo calcestruzzo σ - ξ

Le non linearità meccaniche del cemento armato sono legate ai legami costitutivi non lineari dei materiali che lo compongono, cioè l'acciaio e il calcestruzzo. Il materiale presenta un comportamento non lineare anche per stati di sollecitazione di compressione pura. Questa non linearità è causata dalla microfessurazione interna che si genera in conseguenza di una concentrazione delle sollecitazioni all'interfaccia tra la pasta cementizia e l'inerte. La curva che rappresenta nel piano tensione-deformazione il comportamento di un elemento in calcestruzzo sottoposto ad una prova monoassiale di compressione, presenta un ramo crescente fino al valore della resistenza f_c , a cui corrisponde la deformazione ε_{c1} , e un ramo decrescente fino alla deformazione ultima indicata con ε_{cu2} .

Il legame costitutivo risulta influenzato oltre che dalla composizione del conglomerato anche dalla presenza di armatura di contenimento (staffe), quest'ultima in grado di aumentare resistenza e duttilità, in termini di deformazione ultima, rispetto al caso di elemento non confinato.

Alla luce di quest'ultima considerazione occorre valutare la legge costitutiva del calcestruzzo C35/45 e decidere se tener conto o meno del confinamento il quale modifica il legame costitutivo in maniera sensibile.

Come già detto, il confinamento dipende dall'eventuale presenza di staffe. Dall'indagine magnetometrica risulta evidente la presenza di barre orizzontali longitudinali $\Phi 20$ con passo compreso tra 20 e 30 cm, ma non si hanno informazioni circa l'eventuale presenza di staffe trasversali. Quindi si decide di ignorare a favore di sicurezza l'eventuale presenza di staffe trasversali, analizzando le pareti della pila come se fossero costituite da sole barre verticali e barre orizzontali longitudinali.

Inoltre, tra i software FEM di tipo commerciale, ANSYS rappresenta una scelta abbastanza diffusa quando si studiano problematiche di rottura. Questa preferenza dipende, oltre che da un risolutore di tipo esplicito che consente di convergere a risultato in modo rapido ed efficiente, anche dalla ampia varietà di modelli costitutivi che mette a disposizione. In questo studio verrà analizzato il modello RHT.

Di seguito si propongono diversi legami costitutivi per la progettazione della demolizione.

6.3.1.1 Legame costitutivo di Sargine

La legge costitutiva di Sargine prevede di descrivere il comportamento non lineare del calcestruzzo tramite la seguente relazione:

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

Dove:

- η è pari a ξ_c/ξ_{c1} ;
- k è pari a $1.05 E_{cm} \cdot |\xi_{c1}| / f_{cm}$;

E_{cm} ed f_{cm} sono rispettivamente il modulo di Young e la resistenza media a compressione calcolati come di seguito:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 35 + 8 = 43 \text{ MPa};$$

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 34077 \text{ MPa}$$

Tale curva prevede:

1. Un primo tratto a pendenza positiva fino a valori di circa $0.4f_{cm}$ dove f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo;
2. Un secondo tratto incrudente compreso nell'intervallo $[0.4f_{cm}; f_{cm}]$ e quindi fino alla deformazione di snervamento ξ_{c1} ;
3. Un terzo tratto di tipo softening fino alla deformazione di rottura ξ_{cu1} che per un calcestruzzo di classe inferiore a C50/60 vale 3.5‰.

La deformazione di snervamento ξ_{c1} vale:

$$\xi_{c1} = 0.7 f_{cm}^{0.31} = 0.7 * 43^{0.31} = 2.24 \text{ ‰}$$

Si nota come nella valutazione di ξ_{c1} sia stato utilizzato il valore di resistenza media a compressione riferita ad un tempo di maturazione del calcestruzzo pari a 28 giorni.

Di seguito si riporta il grafico σ - ξ confrontando i valori caratteristici con quelli di calcolo ottenuti utilizzando il coefficiente parziali di sicurezza $\gamma_c=1.5$.

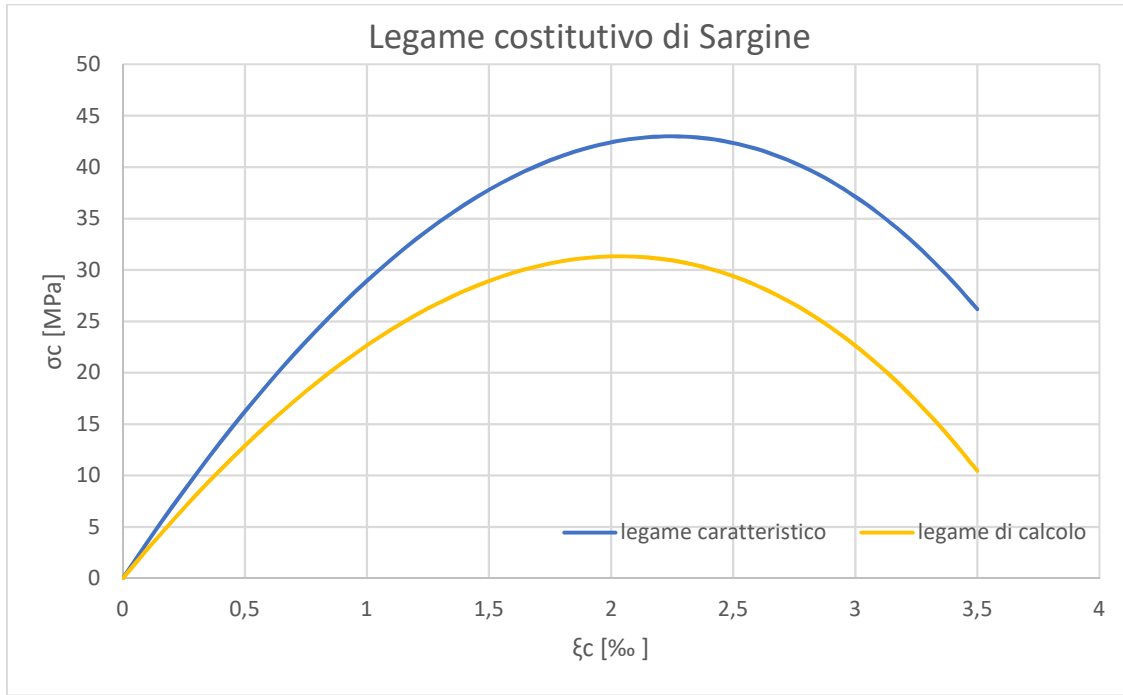


Figura 27 Legame costitutivo di Sargine

Si nota come nel legame di calcolo la massima tensione si verifica per una deformazione pari $\xi_{c1} = 2 \text{ ‰}$ mentre nel legame caratteristico per $\xi_{c1} = 2.24 \text{ ‰}$ mentre la resistenza di picco si riduce da 43 MPa a 31.3 MPa.

6.3.1.2 Legame costitutivo previsto dall'Eurocodice 2

L'Eurocodice 2 prevede una rappresentazione semplificata del comportamento del materiale tramite le seguenti relazioni:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\xi_c}{\xi_{c1}} \right)^n \right] \text{ se } \xi_c \leq \xi_{c1}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ se } \xi_c > \xi_{c1}$$

La curva sarà formata quindi:

1. Un tratto a pendenza positiva fino al punto di coordinate $[\xi_{c1}; f_{cd}]$;
2. Un tratto lineare fino a rottura.

Di seguito si riporta il grafico del legame costitutivo previsto dall'Eurocodice 2 confrontandolo con la legge di calcolo prevista da Sargine.

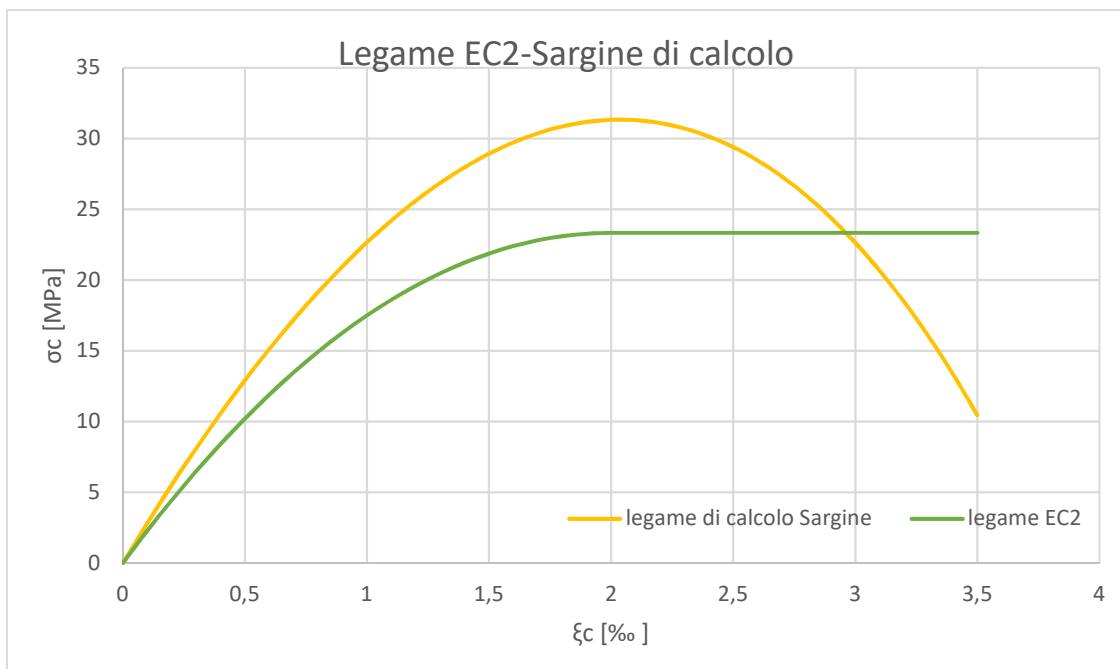


Figura 28 Legame costitutivo EC2

Si nota come la formulazione prevista dall'Eurocodice 2 sia più cautelativa ma trascuri il tratto incrudente del materiale che offre notevoli riserve di resistenza.

6.3.1.3 Legame costitutivo di Mander

Mander nel 1988 ideò un legame costitutivo per descrivere il comportamento del calcestruzzo confinato sottoposto a carico monoassiale. Tale relazione è la seguente:

$$\sigma_c = f_{cm,c} \frac{x^r}{r - 1 + x^r}$$

Dove:

- $x = \frac{\xi_c}{\xi_{c1,c}}$;
- $r = \frac{E_{cm}}{E_{cm} - E_{sec}}$ dove E_{cm} e E_{sec} sono rispettivamente il modulo di Young del calcestruzzo non confinato e il modulo di Young calcolato come $f_{cm,c} / \xi_{c1,c}$;
- $f_{cm,c} = f_{cm} \lambda_c = f_{cm} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}}} - 2 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - 1.254 \right)$

Il valore della massima resistenza a compressione $f_{cm,c}$ dipende dal termine σ_e il quale rappresenta la pressione di confinamento offerta dall'armatura longitudinale. Tale termine varia a seconda della geometria della sezione, e per sezioni rettangolari può essere stimato come:

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_x \sigma_y}$$

Dove:

- σ_x è la pressione di confinamento offerto dalle staffe in direzione x calcolato come $\frac{A_{sw,x}}{h_0 s} \alpha f_{yk}$;
- σ_y è la pressione di confinamento offerto dalle staffe in direzione y calcolato come $\frac{A_{sw,y}}{b_0 s} \alpha f_{yk}$;

il termine α rappresenta l'efficienza del confinamento calcolata come il rapporto tra l'area di calcestruzzo efficacemente confinata e l'aria di calcestruzzo compresa nelle staffe.

Si precisa come il confinamento viene valutato su una porzione della sezione della pila e in particolare sulla parete lunga 6m e spessa 0.60 cm.

I valori della deformazione corrispondente allo snervamento ξ_{c1c} , e della deformazione corrispondente alla rottura ξ_{cu1c} :

$$\xi_{c1,c} = \xi_{c1} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right]$$

$$\xi_{c1,c} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yk} \xi_{su}}{f_{cm,c}}$$

Dove ξ_{su} è la deformazione a rottura dell'acciaio posta pari a 67.5 ‰.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti:

A confinata	2.95	m ²
A conf. eff.	2.165625	m ²
α	0.73411	[-]
f_{ym}	450	[MPa]
$\rho_{w,x}$	1.01E-05	[-]
$\rho_{w,y}$	0.002094	[-]
σ_x	0.0033	[MPa]
σ_y	0.6918	[MPa]
σ_e	0.0479	[MPa]
$f_{cm,c}$	31.67	[MPa]
$\xi_{c1,c}$	3.09	‰
$\xi_{cu1,c}$	6.31	‰
ξ_{su}	67.5	‰
E_{cm}	27988.1	[MPa]
E_{sec}	5016.16	[MPa]
r	1.218	[-]

Tabella 7 Parametri legge di Mander

L'illustrazione della legge costitutiva di Mander di calcolo è di seguito riportata e paragonata con quella di Sargine di calcolo che non tiene conto del confinamento:

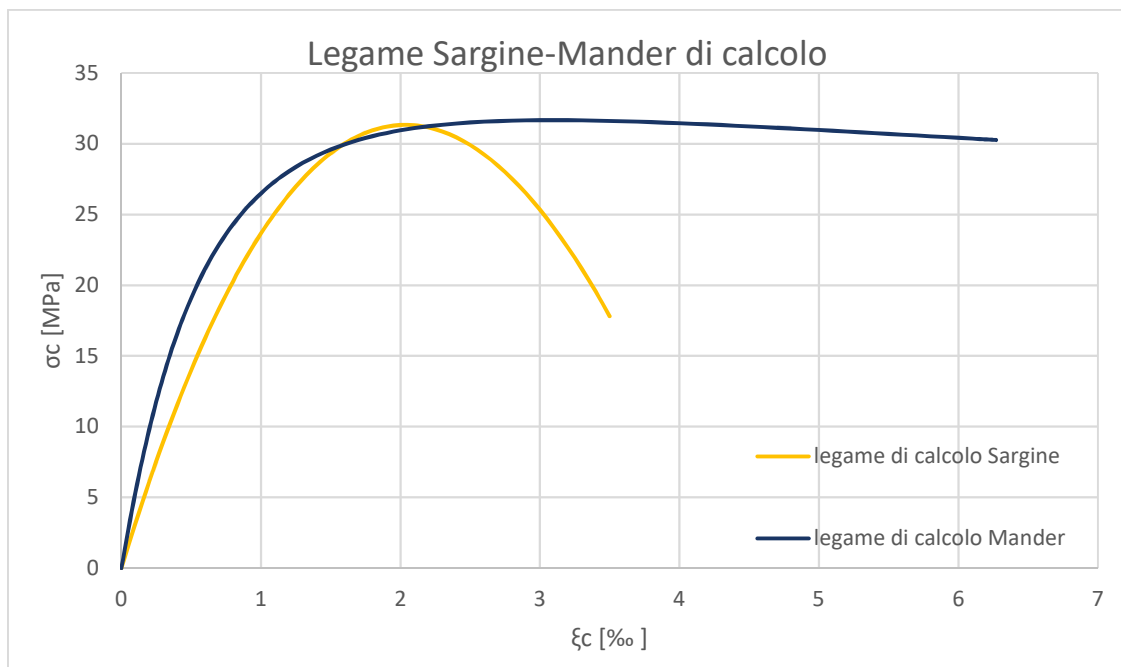


Figura 29 Legame costitutivo di Mander

Dal confronto delle due curve si nota che il picco di resistenza è pressoché identico (31.3 MPa per Sargine e 31.7 MPa per Mander). La differenza sostanziale tra le due curve consiste nella

deformazione a rottura (3.5 ‰ per Sargine e 6.3 ‰ per Mander) in quanto la presenza del confinamento, anche se blando, da un notevole incremento in termini di duttilità.

6.3.1.4 Legame costitutivo previsto dall'Eurocodice 2 per calcestruzzo confinato

La legge costitutiva proposta dall'Eurocodice per tener conto del confinamento è la seguente:

$$\sigma_c = f_{ck,c} \frac{A \frac{\xi}{\xi_{c1,c}} - \left(\frac{\xi}{\xi_{c1,c}}\right)^2}{1 + (A - 2) \frac{\xi}{\xi_{c1,c}}}$$

Dove:

- $f_{ck,c} = f_{ck} \left(1.125 + 2.5 \frac{\alpha\sigma}{f_{ck}}\right)$;
- $A = \frac{E_{cm}\xi_1}{f_{ck,c}}$;
- $\xi_{c1,c} = \xi_{c1} \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}}\right)^2$;
- $\xi_{cu,c} = \xi_{cu} + \left(0.2\alpha \frac{\sigma_e}{f_{cm}}\right)$.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti:

$\xi_{cu1,c}$	6.7	‰
ξ_{c1}	3.7	‰
$f_{ck,c}$	26.34	MPa
σ_2	0.0356	MPa
A	4.33	[-]

L'illustrazione della legge costitutiva proposta dell'Eurocodice 2 per calcestruzzo confinato è di seguito riportata e paragonata con quella di Mander di calcolo:

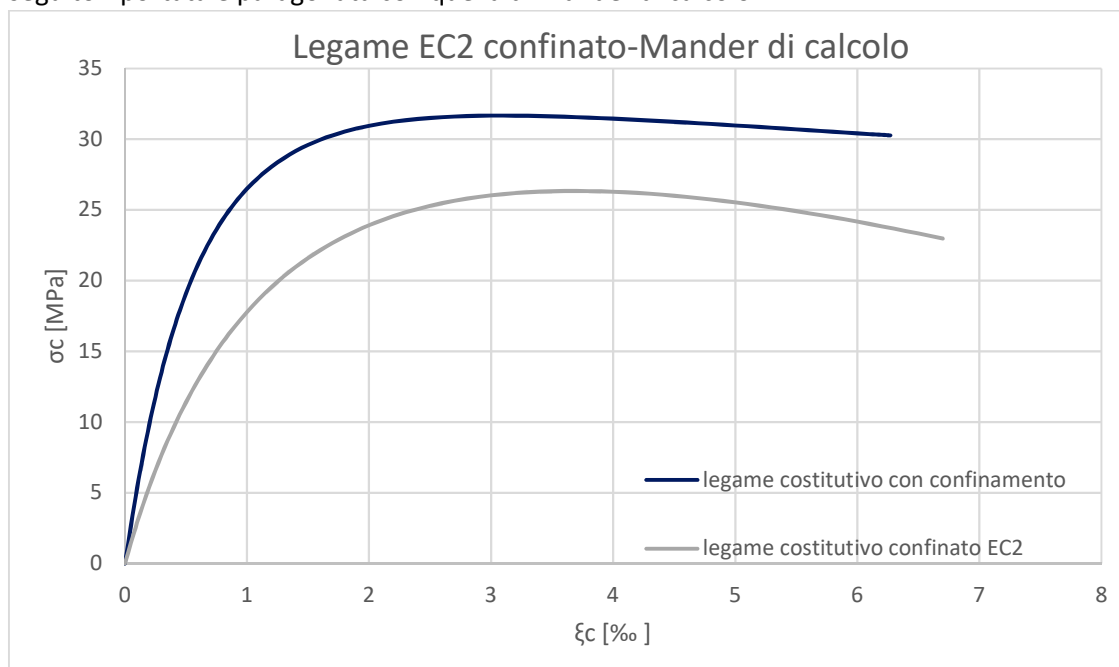


Figura 30 Legame costitutivo EC2 con confinamento

Si nota come la legge costitutiva proposta dall'Eurocodice 2 tende a sottostimare l'effetto prodotto dal confinamento in termini di resistenza ma suggerisce una maggiore duttilità del materiale ($\xi_{cu1,c}=6.7\text{‰}$ per EC2; $\xi_{cu1,c}=6.31\text{‰}$ per Mander).

Quindi si ha a disposizione quattro leggi costitutive del materiale. Per la scelta della legge costitutiva da adottare si riporta il seguente grafico:

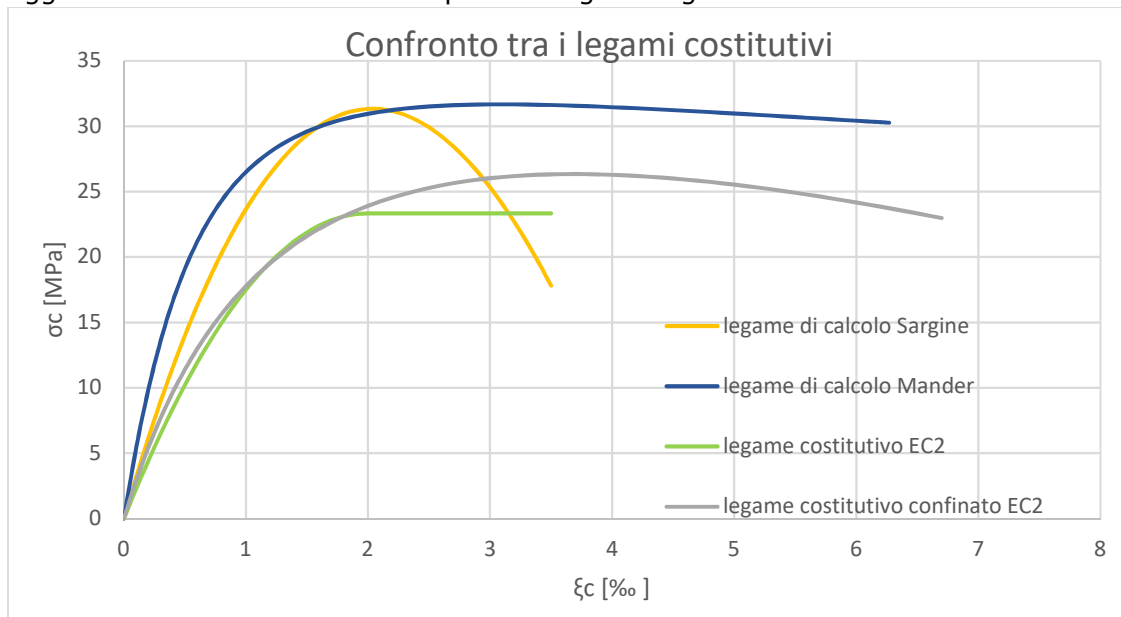


Figura 31 Confronto tra i legami costitutivi

Si nota come i legami proposti dall'Eurocodice 2 siano troppo conservativi rispetto ai legami teorici proposti in letteratura. Poiché, i legami rappresentati nel precedente grafico sono di calcolo, cioè ottenuti dividendo la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo (35 MPa) per il coefficiente parziale di sicurezza 1.5 previsto per il calcestruzzo, si decide di adottare il legame di calcolo proposto da Mander come legame di progetto poiché anche se descrive un materiale più duttile, si ha un margine di sicurezza in termini tensionali rispetto ai valori caratteristici.

6.3.1.5 Modello RHT

Il modello RHT, implementato in ANSYS, è un modello che incorpora le funzioni necessarie per una corretta descrizione della resistenza dinamica del calcestruzzo.

Il comportamento post-cedimento e post-rottura sono caratterizzati da un incrudimento del materiale.

Inoltre, la pressione è governata dall'equazione di stato di Mie-Gruneisen insieme ad un modello "p-q" per descrivere gli effetti della pressione sui pori del calcestruzzo.

Come già detto in precedenza. Il calcestruzzo presenta un comportamento non lineare difficile da rilegare in un unico modello costitutivo. Gran parte della non linearità deriva dalla composizione mesomeccanica del calcestruzzo e da processi interni come la compattazione porosa, microcracking, instabilità e plasticità. Questi effetti micromeccanici richiedono una descrizione macromeccanica omogenea che deve coinvolgere sforo, deformazione plastica e danno.

La descrizione schematica del modello di compattazione volumetrica è descritta dalla seguente figura dove la pressione di schiacciamento dei pori e la pressione di compattazione svolgono ruoli importanti.

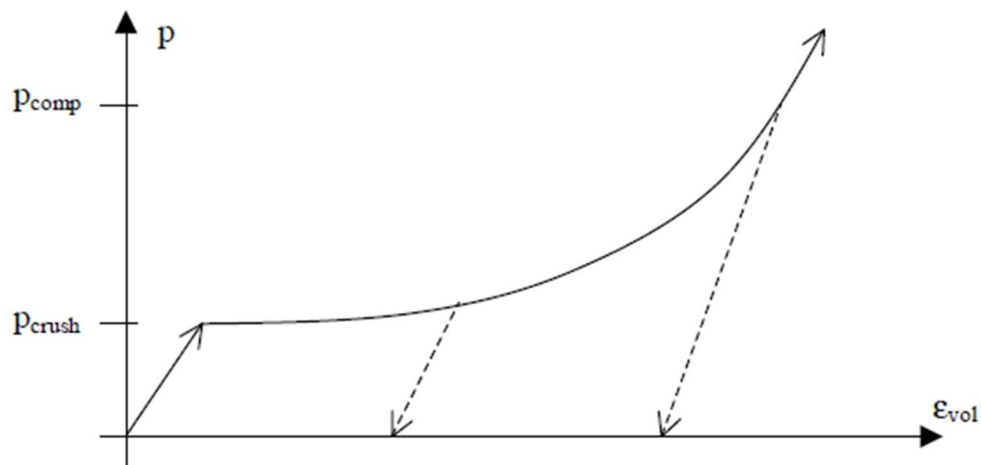


Figura 32 Modello RHT

Con l'inizio del collasso dei pori si verifica una significativa riduzione della rigidità volumetrica del materiale.

Si definisce come variabile interna α la porosità del materiale come rapporto tra la matrice di densità del materiale e la porosità del calcestruzzo. Tale parametro diminuirà con l'aumentare della pressione e renderà il processo di deformazione irreversibile. Lo scarico oltre la pressione di schiacciamento avviene lungo la retta che rappresenta la rigidità elastica attuale e si tradurrà in una deformazione volumetrica permanente. Quando la pressione raggiunge la pressione di compattazione si presume che il materiale sia completamente compattato ($\alpha=1$) e il suo comportamento sarà governato da equazioni di stato convenzionali.

La resistenza a taglio del modello è descritta per mezzo di tre superfici limite dipendenti dalla pressione:

- 1) Superficie di snervamento anelastica o frontiera della superficie elastica;
- 2) Superficie di rottura;
- 3) Superficie di attrito residua.

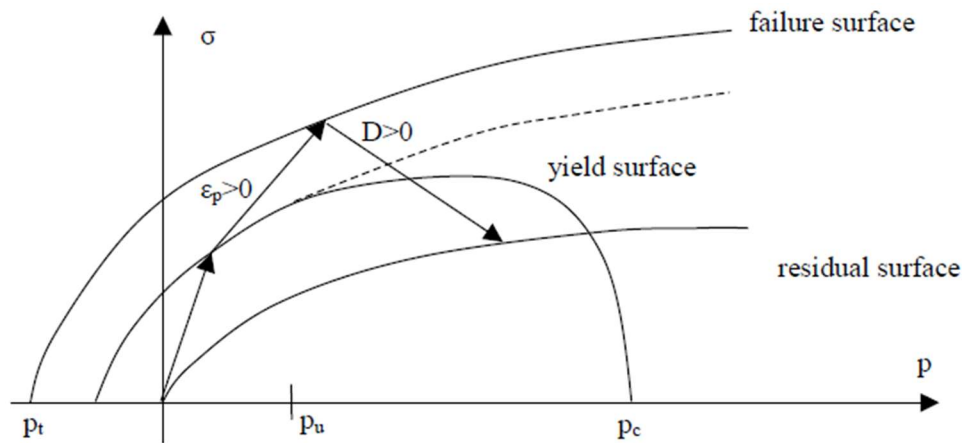


Figura 33 Rappresentazione superfici di snervamento e rottura

La superficie di rottura è formata da parametri del materiale che comprendono la resistenza a compressione, trazione e taglio.

Uno scenario di caricamento tipico può essere descritto come indicato dalle frecce nella figura soprastante. Il modello è elastico fin quando la sollecitazione non raggiunge la superficie di snervamento iniziale, oltre il quale si evolvono le deformazioni plastiche. La deformazione plastica insieme all'incrudimento del materiale, fornite come input, vengono utilizzate per creare la superficie di snervamento di interpolazione tra la superficie di snervamento iniziale e la superficie di rottura. Allo stesso modo, quando la tensione raggiunge la superficie di rottura, un modello di danno parametrizzato regola l'evoluzione del danno, causato da deformazione plastica, che a sua volta rappresenta la superficie post-rottura ottenuta dall'interpolazione tra la superficie di rottura e quella di attrito residuo.

Per un materiale completamente danneggiato il modello prevede che esso possa sopportare sforzi di taglio solo se è presente il confinamento.

Quando il materiale si trova nella fase di incrudimento o nella fase di softening, il fattore di danno D stabilisce su quale superficie di resistenza ci si trova. Tale parametro è definito come:

$$D = \sum \frac{\Delta \xi^P}{\xi^f}$$

Dove:

- $\Delta \xi^P$ è la deformazione plastica accumulata;
- $\xi^f = D_1 \left(\frac{p}{f'_c} - \frac{p_{spall}}{f'_c} \right)^{D_2}$ è la deformazione di rottura; D_1 e D_2 sono costanti del materiale.

Quindi tale modello risulta molto utile per l'analisi esplicita condotta con ANSYS in quanto si avrà una simulazione della rottura del materiale molto aderente alla realtà rispetto. Inoltre, sarà possibile anche evincere lo stato di danneggiamento del materiale.

6.4 Progettazione dell'intervento

La pila numero 3 e 4, sono composte da un unico corpo monolitico cavo a sezione rettangolare. La pila numero 4 inizialmente alta 96 m verrà abbassata mediante riduzione in conci fino ad un'altezza di 55m per poi essere demolita meccanicamente rompendo cunei alla base e inducendo il collasso. Tale tesi pone l'attenzione sulla progettazione del cuneo da rompere alla base affinché si possa verificare il cinematismo.

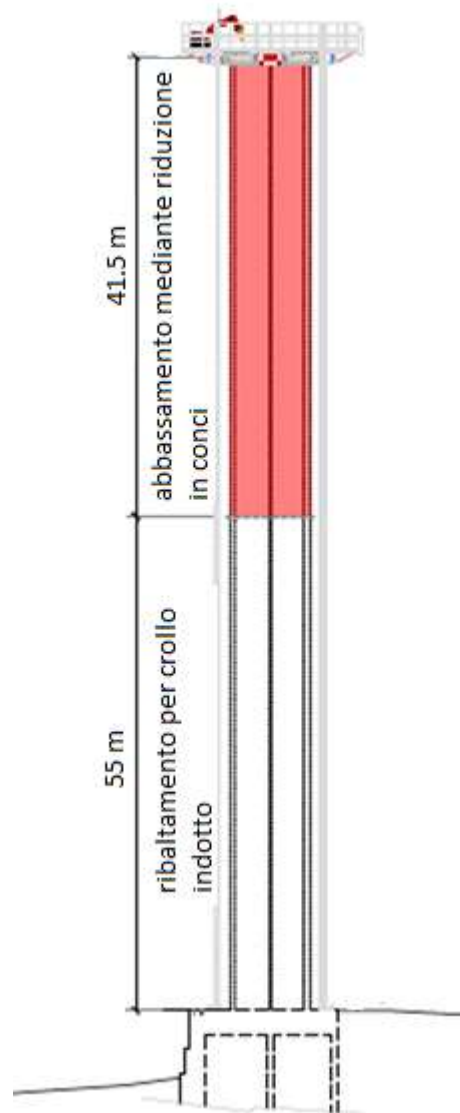


Figura 34 Prospetto pila numero 4

A seguito dell'abbassamento della pila P4 fino a quota +55,0 m dal piano di spiccato della fondazione, la demolizione avverrà mediante il collasso controllato per ribaltamento in una direzione predefinita, producendo un progressivo indebolimento della base della pila realizzato con un'apertura a cuneo nelle pareti in cemento armato tramite un escavatore radiocomandato allestito con martello demolitore.

La pila numero 3 invece non verrà abbassata e quindi sarà demolita per via meccanica nella sua interezza. Si sottolinea, che poiché le altezze delle due pile al momento del ribaltamento sono nettamente diverse, il cinematismo sarà diverso.

La direzione di caduta prevista delle pile sarà in direzione Siena così come riportato nell'immagine sottostante. Inoltre, viene previsto un letto di materiale sciolto per limitare le vibrazioni causate dall'impatto al suolo della pila:

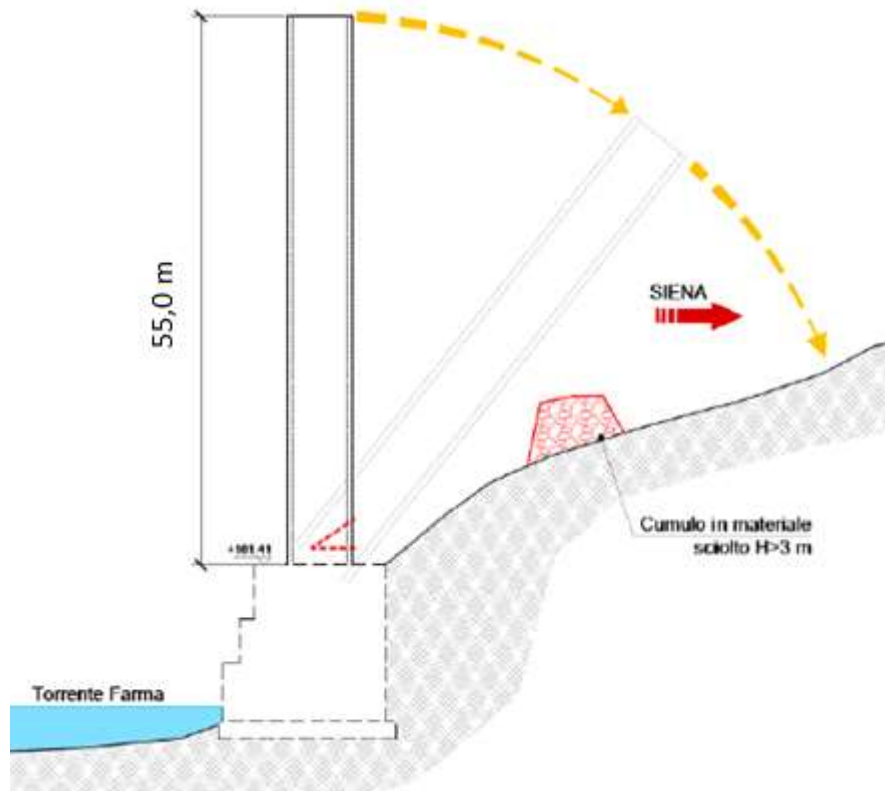


Figura 35 schema ribaltamento pila numero 4

La sequenza cinematica che si vuole produrre, già descritta nel capitolo 2, è la seguente ed è uguale per entrambe le pile:

- Nelle prime fasi della plasticizzazione la parte superiore del cuneo inizia a ruotare;
- Nella parete posta a tergo del cuneo (preservata dalla demolizione) si formano cerniere plastiche;
- La pila priva dei suoi appoggi comincia a ruotare (in realtà si ha una progressiva rotazione combinata ad un movimento verticale verso il basso) per effetto della forza peso della struttura stessa;
- I movimenti di caduta verticale e rotazione, se vengono rispettate le condizioni cinematiche, evolvono in crollo sotto l'azione della componente verticale della forza peso terminando a terra il moto.

La sequenza di demolizione è la seguente:

- 1) Fase 1: apertura preliminare porzione di parete e setto centrale (lato Siena) per la rimozione delle macerie derivanti dall'abbassamento della pila;

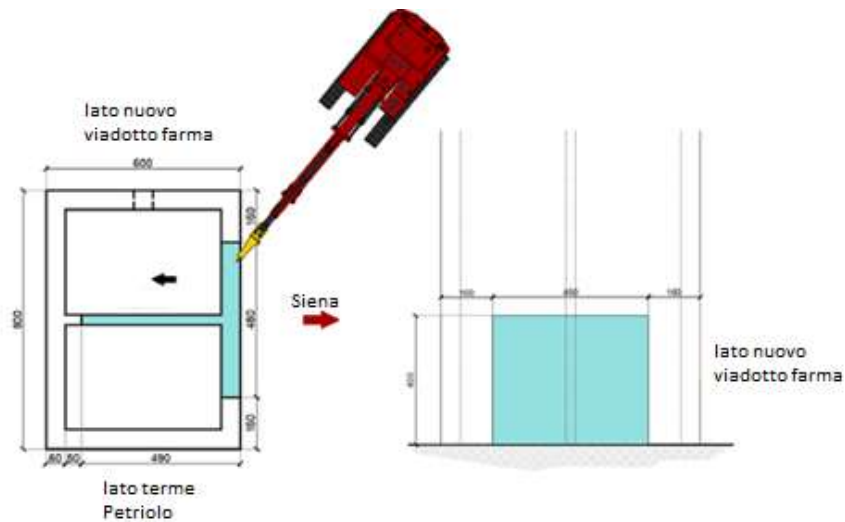


Figura 36 Demolizione parete laterale e setto centrale

- 2) Fase 2: demolizione meccanica della porzione di parete lato Siena-terme Petriolo fino alla mezzeria;

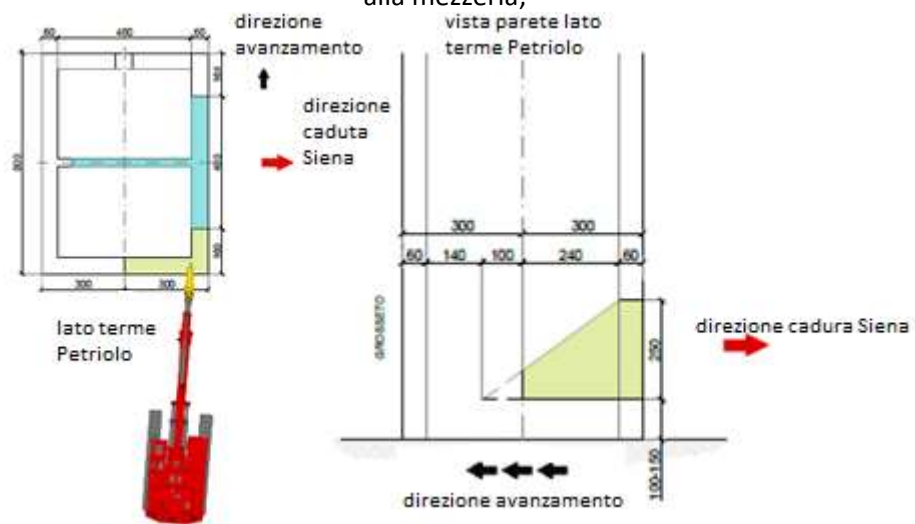


Figura 37 Demolizione parete lato Siena-Terme Petriolo

- 3) Fase3: demolizione meccanica della porzione di parete lato Siena – nuovo Farma. Avanzamento della demolizione del cuneo sulla parete lato nuovo fino a 1 m dalla porticina;

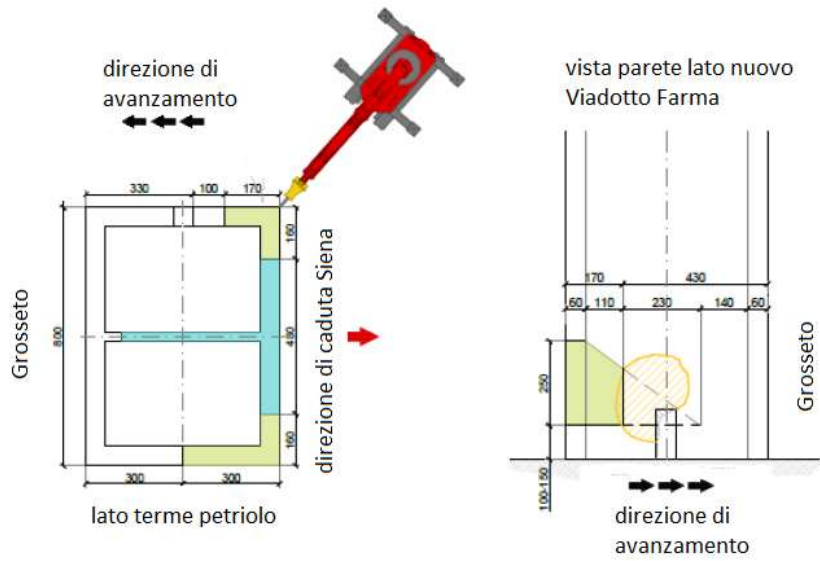


Figura 38 Demolizione parete lato Siena-nuovo Farma

- 4) Fase 4: completamento apertura del cuneo lato terme Petriolo. In questa fase della demolizione occorre verificare che non si verifichi il crollo della pila;

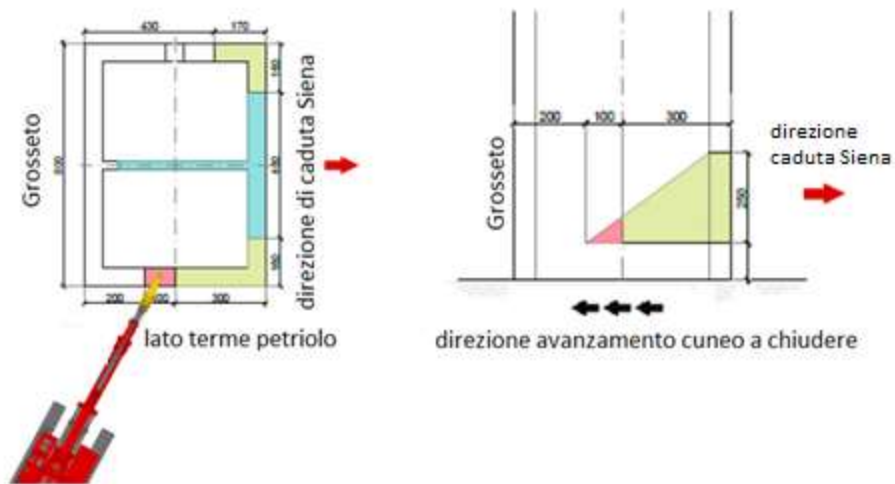


Figura 39 Avanzamento demolizione parete lato Siena-Terme Petriolo

- 5) Fase 5: Completamento apertura del cuneo lato nuovo Farma. Nell'ultima fase della demolizione si procede allo scasso del cuneo sulla parete lato nuovo Farma fino a quando non si verifica il collasso della pila;

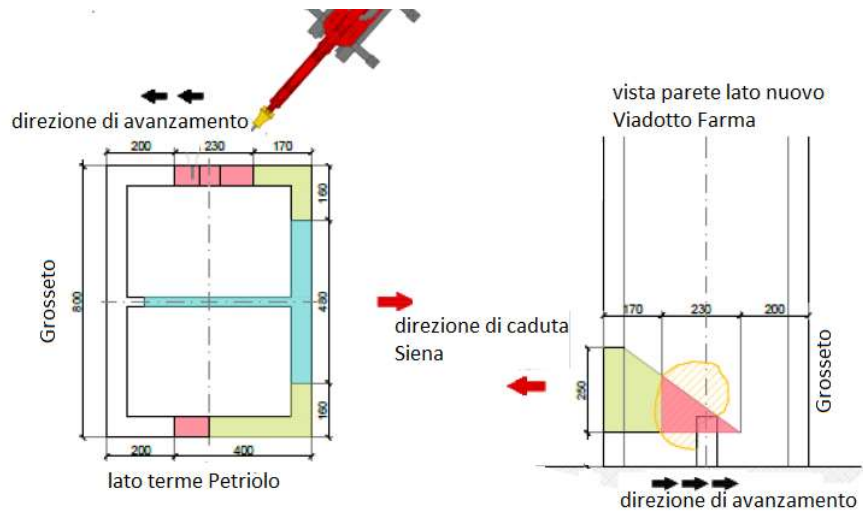


Figura 40 Avanzamento demolizione parete lato Siena-nuovo Farma

6.5 Pila numero 4

6.5.1 Analisi agli elementi finiti con SAP2000

La progettazione delle dimensioni del cuneo da demolire avviene mediante il programma di calcolo SAP2000.

I parametri che governano la progettazione sono:

- 1) Calcolo del peso della struttura in funzione degli appoggi che evolvono nel tempo;
- 2) Resistenza dei materiali;
- 3) Abbrivio necessario per il collasso della pila.

Essendo le pareti esterne della pila spesse 60 cm e il setto interno 30 cm, essa verrà modellata mediante elementi "shell-thick". L'opzione "thick" permette di considerare l'influenza delle deformazioni a taglio negli elementi spessi. In realtà lo spessore delle pareti se rapportato alla loro altezza è molto piccolo quindi il comportamento sarà governato prevalentemente da deformazioni di tipo flessionale.

Poiché la zona d'interesse è limitata alla base della pila, là dove si verificherà la plasticizzazione del calcestruzzo, per limitare i tempi computazionali si infittiscono gli elementi shell solo alla base creando invece una suddivisione più grossolana nella restante porzione. Gli elementi shell alla base avranno dimensione 0.5 m x 0.5 m fino alla quota di 10 m.

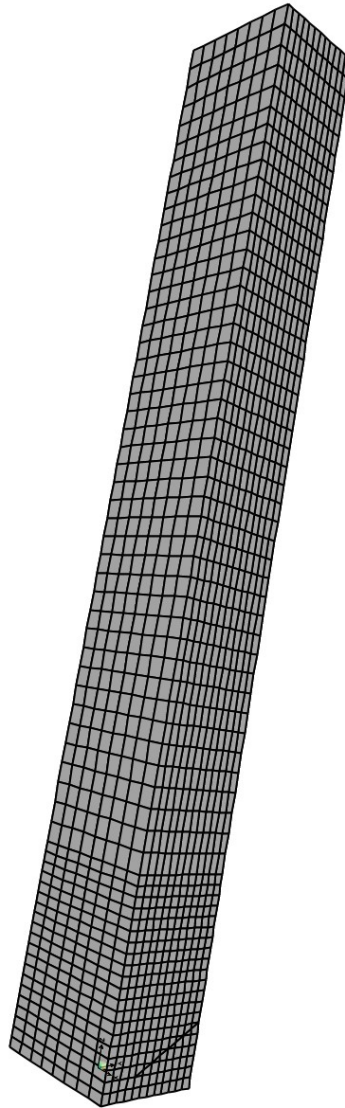


Figura 41 Rappresentazione mesh SAP2000

Una volta creata la geometria, si assegnano i vincoli. Poiché la fondazione della pila è costituita da una platea in calcestruzzo armato, si ritiene che essa costituisca per l'elemento strutturale un incastro perfetto vincolandola sia nelle rotazioni sia negli spostamenti.

I vari step della progettazione vengono creati individuando le aree che saranno demolite e assegnandole a determinati gruppi. L'analisi effettuata è di tipo statico ma considerando una storia di carico non lineare.

Per tener conto delle non linearità geometriche, il programma di calcolo SAP2000 offre due diverse tipologie di analisi:

- 1) P-delta: in tale tipologia di analisi, le equazioni di equilibrio tengono parzialmente conto della configurazione deformata della struttura. Le forze di trazione tendono a resistere alla rotazione degli elementi e irrigidiscono la struttura, mentre le forze di compressione tendono a migliorare la rotazione degli elementi e destabilizzare la struttura. Tale analisi richiede una moderata quantità di iterazioni;
- 2) P-delta plus large displacements: in questa tipologia di analisi invece le equazioni sono scritte nella configurazione deformata della struttura. Sebbene vengano modellati

grandi spostamenti e grandi effetti di rotazione, si presume che tutte le deformazioni siano piccole.

La scelta ricade su P-delta large displacements poiché gli spostamenti sono significativi. Il progressivo avanzamento della demolizione con mezzi meccanici previsto in progetto viene simulato mediante la progressiva apertura di cunei alla base, in modo tale che si abbia una frantumazione del calcestruzzo secondo la sequenza temporale e secondo le geometrie riportate in precedenza.

6.5.1.1 Analisi stato tensionale

Lo stato tensionale verrà analizzato in tutte le fasi descritte in precedenza. In particolare, si analizzerà la tensione σ_z verticale che determina la plasticizzazione del calcestruzzo.

- 1) Fase 1: rimozione della porzione di parete e setto centrale lato Siena.

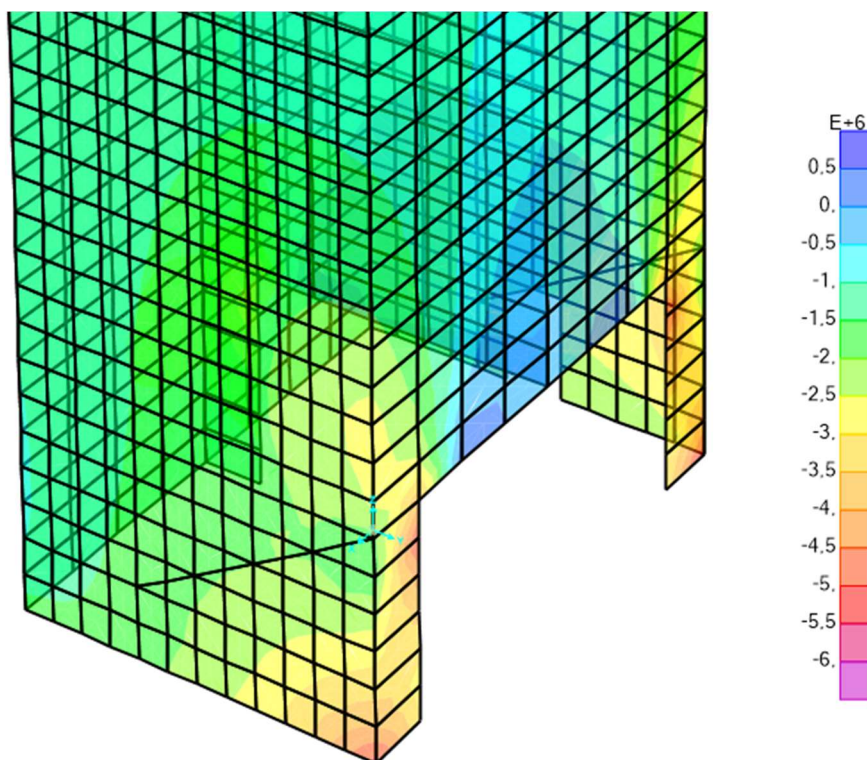


Figura 42 Tensioni fase 1

Come si evince dal risultato dell'analisi, le tensioni di compressione restano basse con picchi di circa 5,5 MPa nella porzione di parete adiacente all'apertura. La distribuzione delle tensioni è simmetrica rispetto l'asse trasversale y ma non rispetto l'asse longitudinale x.

- 2) Fase 2: rimozione della porzione di parete lato Siena-terme Petriolo fino alla mezzeria.

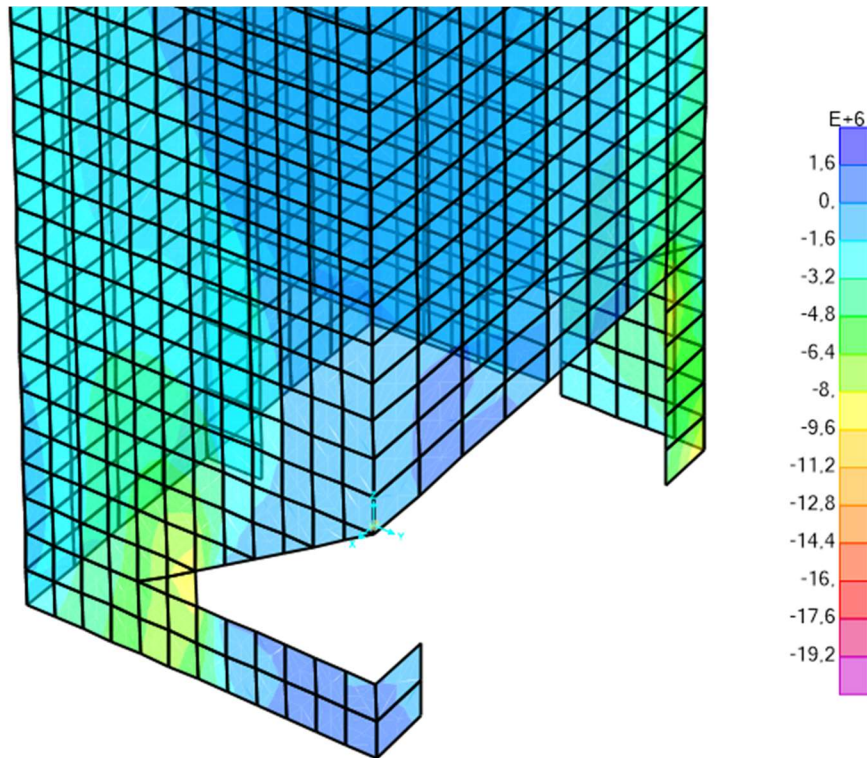


Figura 43 Tensioni fase 2

In questa fase le tensioni crescono fino a raggiungere picchi di circa 15 MPa. La distribuzione delle tensioni alla base della pila inizia a diventare significativamente asimmetrica rispetto ai due assi x,y a causa della geometria non più simmetrica.

- 3) Fase 3: rimozione della porzione di parete lato Siena – nuovo Farma fino alla mezzeria della parete

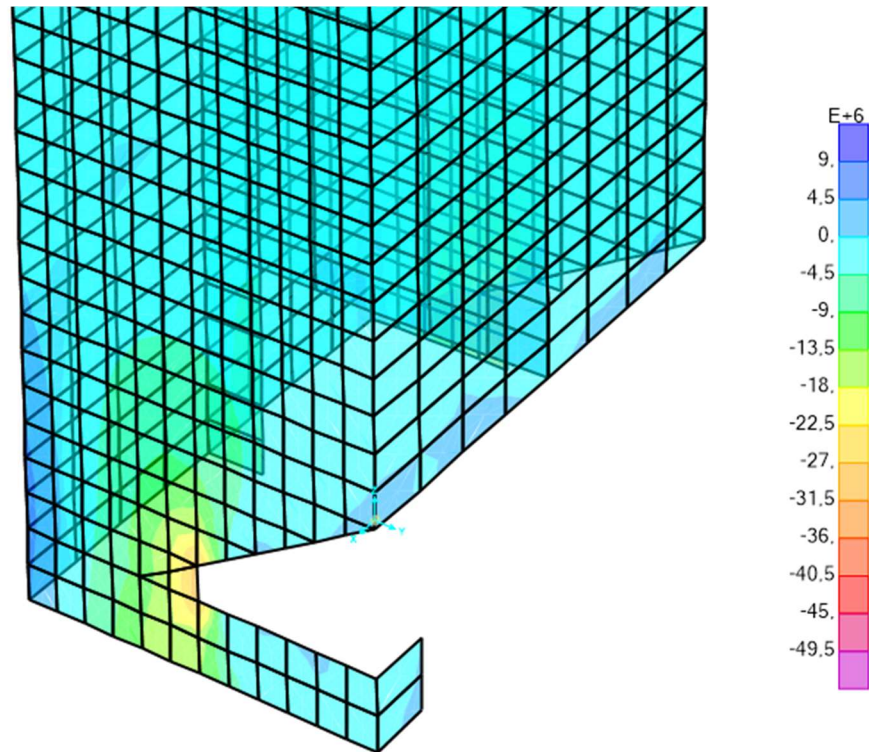


Figura 44 Tensioni fase 3

Lo stato tensionale torna ad essere approssimativamente simmetrico rispetto l'asse trasversale. Si registrano picchi di circa 35 MPa. La tensione raggiunta è prossima alla resistenza media di compressione di calcolo proposta dalla legge di Mander (assunta come legame costitutivo per la progettazione).

- 4) Fase 4-5: in questa fase si ha il completamento della rimozione del cuneo lato terme Petriolo seguito dal completamento dell'apertura del cuneo lato nuovo Farma fino a collasso

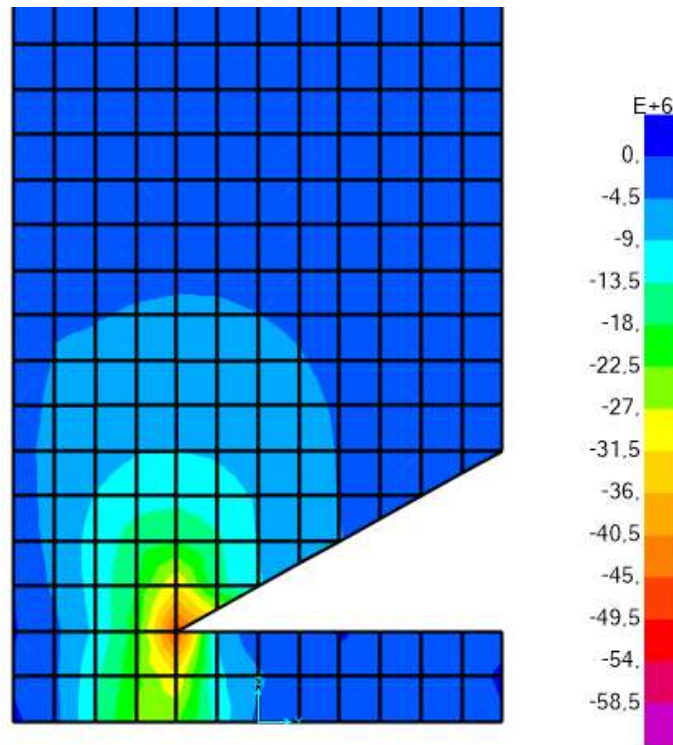


Figura 45 Tensioni fase 4-5

In questa fase si registrano picchi tensionali di circa 62 MPa nell'apice del cuneo. Si ritiene che tale tensione sia tale da causare la plasticizzazione del calcestruzzo e quindi generare la cerniera plastica attorno alla quale si verificherà il cinematismo. Inoltre, nella zona posteriore della pila si generano delle tensioni di trazione tali da garantire la fessurazione del calcestruzzo

6.5.1.2 Analisi stato deformativo

Il campo degli spostamenti è prevalentemente governato dalla rotazione attorno all'asse x. Ciò vuol dire che lo spostamento predominante si verificherà in direzione y cioè parallelamente alla direzione di caduta.

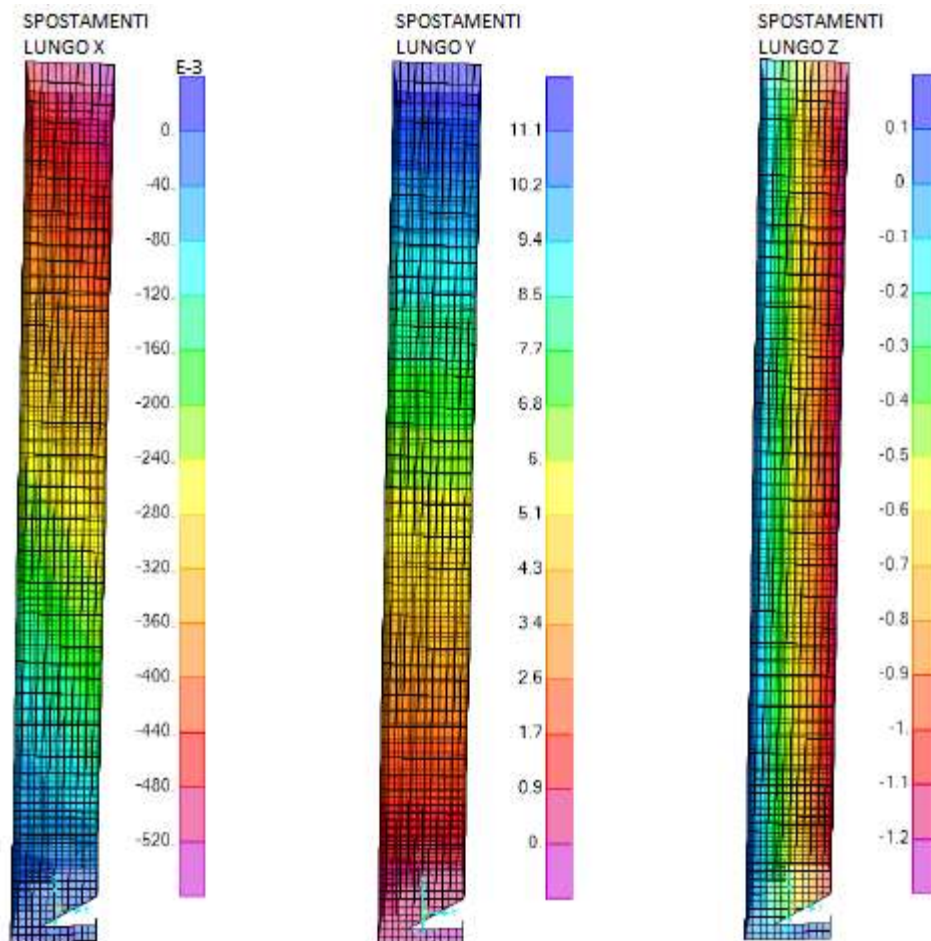


Figura 46 Spostamento pila nelle tre direzioni

6.5.2 Analisi agli elementi discreti con ANSYS WORKBENCH R3: modellazione “static structural”

Dall’analisi dei risultati ottenuti con SAP2000 si deduce che le dimensioni del cuneo che verrà demolito risultano idonee affinché si possa verificare il cinematismo e quindi il collasso della pila.

Il programma di calcolo ANSYS, attraverso la modalità “*explicit dynamics*”, offre la possibilità di osservare l’evolversi del cinematismo nel tempo. A tal proposito per limitare i tempi computazionali si scinde la modellazione in due fasi distinte e cioè in tre modelli distinti:

- 1) Nel primo modello attraverso la modalità “*static structural*” verrà modellata la fase 5 della demolizione per confrontare i risultati ottenuti con i valori forniti dal programma di calcolo SAP2000;
- 2) Nel secondo modello ci si pone l’obbiettivo di capire come evolverà la rottura e cioè osservare da quali componenti sarà governato il campo di spostamenti. Per far ciò verrà utilizzata la modalità “*explicit dynamics*”;
- 3) Nel terzo e ultimo modello l’obbiettivo è quello di capire le velocità che si generano dopo l’impatto della massa con il suolo attraverso la modalità “*explicit dynamics*”.

Nel presente paragrafo viene illustrata la procedura di modellazione “static structural”

Per ridurre i tempi computazionali la pila viene modellata secondo elementi brick, cioè elementi sovrapposti e vincolati. In tal modo è possibile infittire la mesh solo nella parte d’interesse. Il notevole vantaggio di questa procedura è di poter assegnare ai diversi elementi con cui è formata la pila diversi materiali. In particolare, si assegnerà alla parte di interesse il calcestruzzo non lineare definito dalla legge di Mander, mentre alla zona della pila lontana dal cuneo di rottura verrà assegnato un materiale definito solamente attraverso peso specifico e modulo di Young. In questo modo si riesce a ridurre ulteriormente il tempo computazionale.

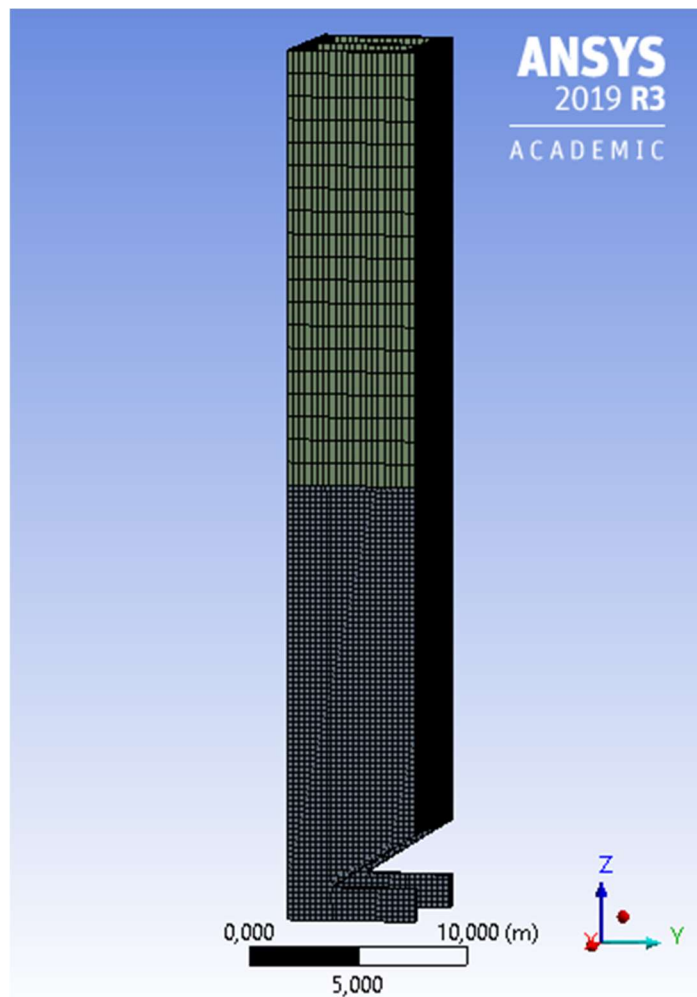


Figura 47 Rappresentazione mesh ANSYS

In particolare, la zona in cui si ha l'infittimento della mesh è alta 15 m. Tale mesh è formata da elementi quadrangolari regolari di tipo lineare in cui lo stato tensionale varia linearmente. Tale tipologia di mesh è comune a tutti i modelli realizzati poiché permette di cogliere al meglio la superficie di rottura.

Il contatto tra i due elementi che costituiscono la pila viene modellato come "bonded" cioè come vincolo bilaterale in modo tale che le due superfici a contatto presentino spostamenti relativi nulli durante il processo di deformazione.

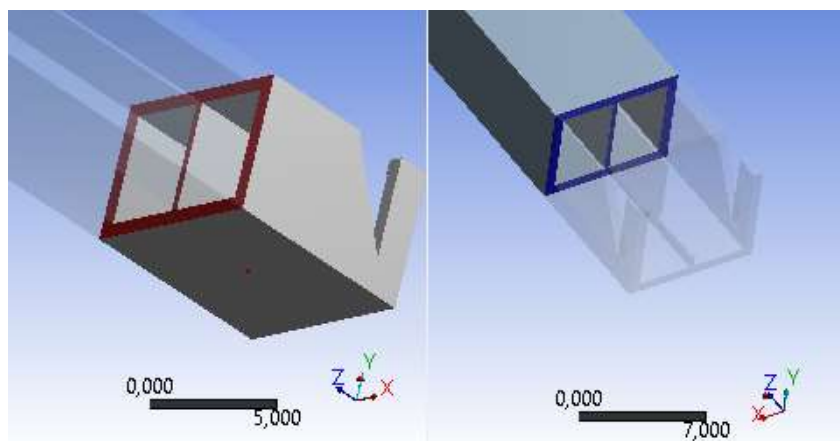


Figura 48 Collegamento bonded

Anche in questo caso la pila verrà vincolata alla base con un incastro perfetto e sarà soggetta alla sola azione del peso proprio.

6.5.2.1 Analisi stato tensionale

Per l'analisi dello stato tensionale si farà riferimento alle tensioni principali cioè il valore della tensione su una giacitura rispetto alla quale lo stato tensionale presenta solo componenti normali e manca di componenti tangenziali. Inoltre, verrà esaminata la resistenza del materiale attraverso il criterio di rottura di Von Mises. Prima di analizzare nel dettaglio i valori delle tensioni si riportano i vettori che le direzioni delle stesse:

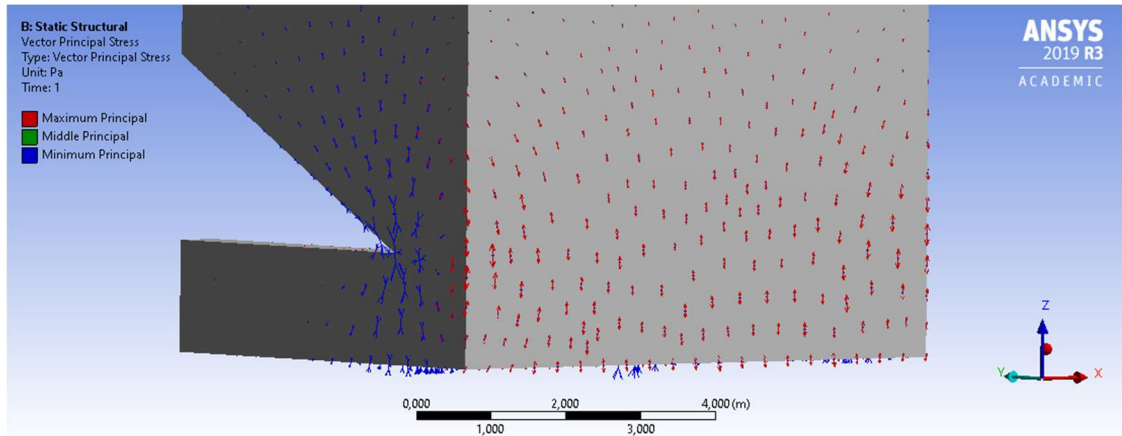


Figura 49 Direzioni tensioni principali

Come si può notare dalla figura la base della pila risulta governata principalmente:

- 1) Nella zona posteriore della pila, opposta alla direzione di caduta, lo stato risulta governato prevalentemente dalle tensioni principali massime (di trazione) mentre le minime (di compressione), ortogonali ad esse, risultano poco rilevanti. Questa è la zona dove si verificherà la rottura per trazione del calcestruzzo;
- 2) Nella zona intorno all'apice del cuneo di rottura, lo stato tensionale risulta governato dalle tensioni principali minime mentre quelle massime sono di piccola entità. Infatti, in questa zona si verificherà la plasticizzazione del calcestruzzo compresso.

Si può inoltre notare come nel primo caso la direzione delle tensioni principali massime parta verticale dalla base della pila e vada via via allontanandosi con una traiettoria non lineare. Il loro modulo inoltre si va riducendo man mano che ci si allontana dalla base della pila.

Nel secondo caso, invece, la direzione delle tensioni principali minime tenda a convergere nell'apice del cuneo da demolire. Il modulo delle tensioni di compressione diventa maggiore quando ci si avvicina al vertice del cuneo.

La direzione delle tensioni principali medie è ortogonale alle prime e quindi non visibile nel disegno.

- a) Tensioni principali massime: Nel plottare l'andamento delle tensioni di trazioni si preferisce di favorire la vista posteriore della pila poiché di maggior interesse:

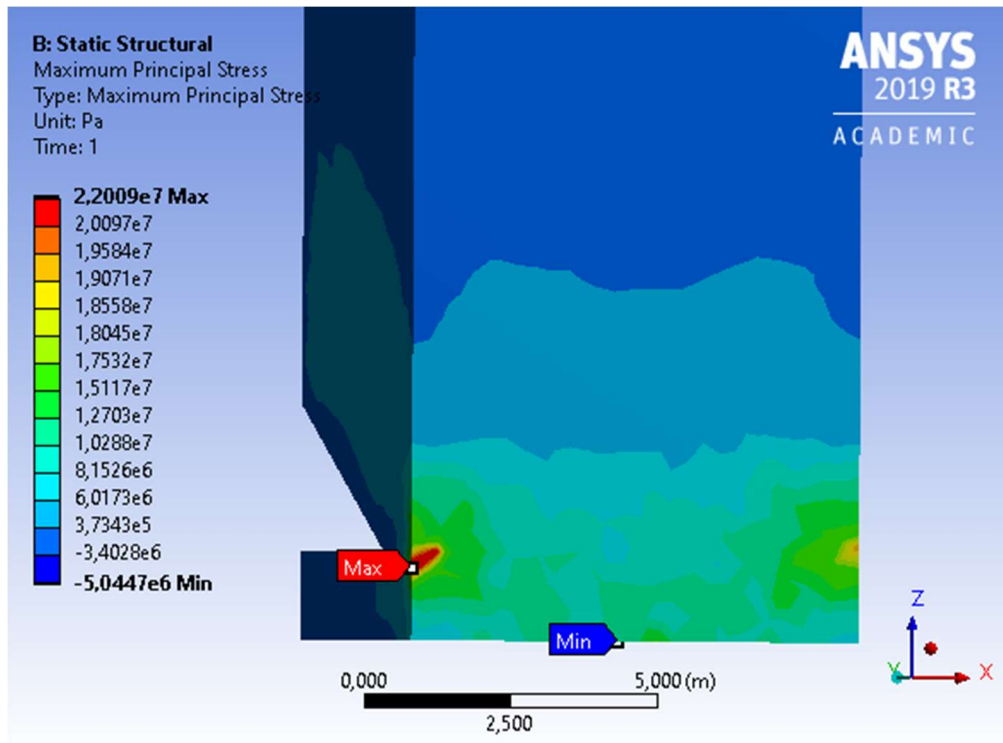


Figura 50 Tensioni massime principali

Come si nota dall'immagine, le tensioni di trazione massime si concentrano alla base della pila con valori di picco di 5 MPa. Essendo la resistenza di trazione del calcestruzzo 3.2 MPa, il materiale risulterà sicuramente fessurato. Si precisa che la convenzione dei segni adottata dal programma è opposta alla convenzione che vede le tensioni di trazioni positive.

- b) Tensioni principali minime: in questo caso si riporta una vista del prospetto appartenete al piano YZ:

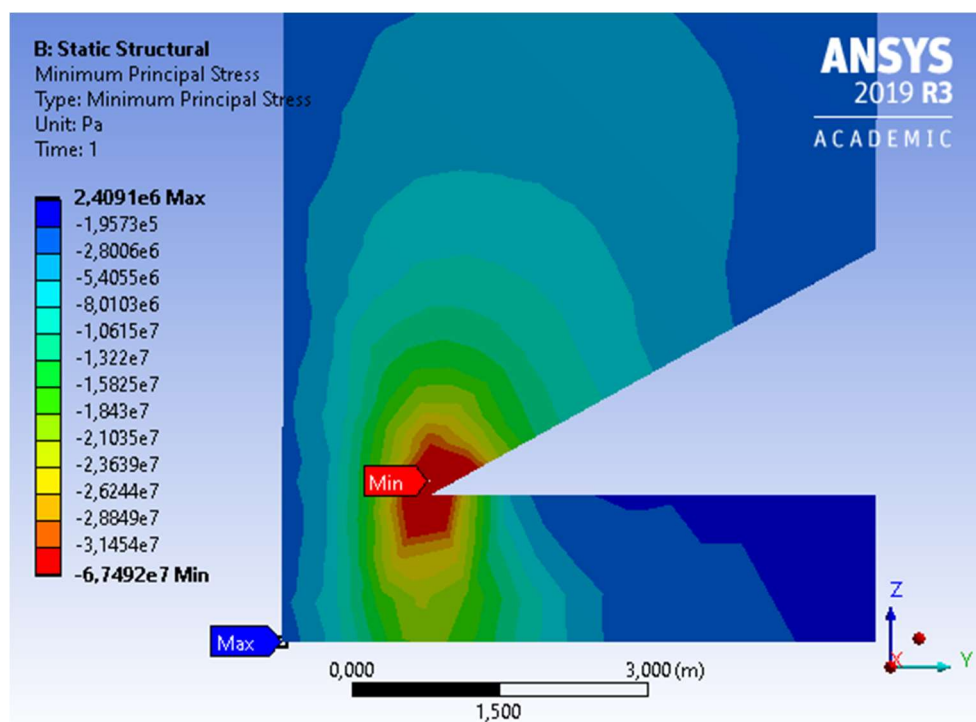


Figura 51 Tensioni minime principali

Si nota come le tensioni di compressione nell'intorno dell'apice del cuneo siano estremamente elevate con picchi di circa 67 MPa. Si nota come tale risultato risulta essere del tutto in linea con quello fornito dal programma SAP2000. Tali tensioni sono tali da garantire la plasticizzazione del calcestruzzo e quindi la formazione della cerniera cilindrica.

Inoltre, è possibile analizzare lo stato tensionale attraverso il criterio di rottura di Von Mises. Questo criterio afferma che lo snervamento del materiale si verifica quando l'energia elastica di deformazione immagazzinata raggiunge un valore critico. Il criterio di Von Mises, essendo basata su grandezze definite in campo elastico, può essere impiegato solo per individuare le combinazioni di tensione che provocano lo snervamento, combinazioni che rappresentano il limite superiore del campo elastico stesso. Tale criterio per materiali duttili è quella che dà i risultati più aderenti alle situazioni reali.

Nello spazio delle tensioni principali tale dominio corrisponde ad un cilindro avente asse corrispondente alla bisettrice dell'ottante positivo. Tale cilindro circoscrive il prisma retto corrispondente al dominio di Tresca.

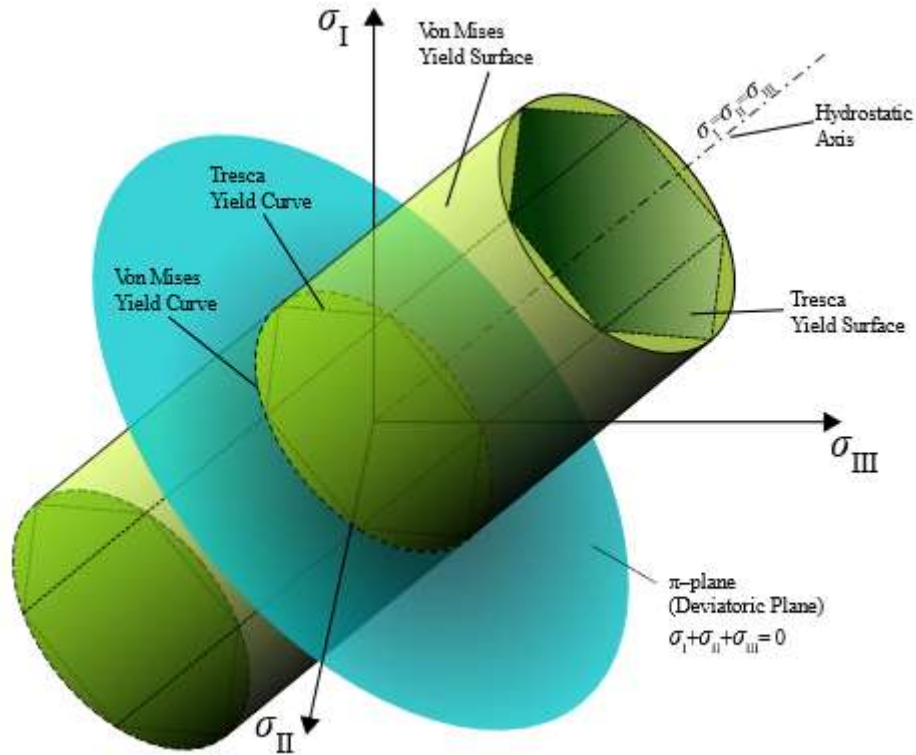


Figura 52 Superficie di snervamento di Von Mises

Secondo quanto previsto da tale criterio si ha rottura se:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_X^2 - \sigma_X\sigma_Y + \sigma_Y^2 + 3\tau_{XY}^2} > \sigma_{MAX}$$

Dove σ_{MAX} nel presente caso è la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Di seguito si riporta il risultato dell'analisi:

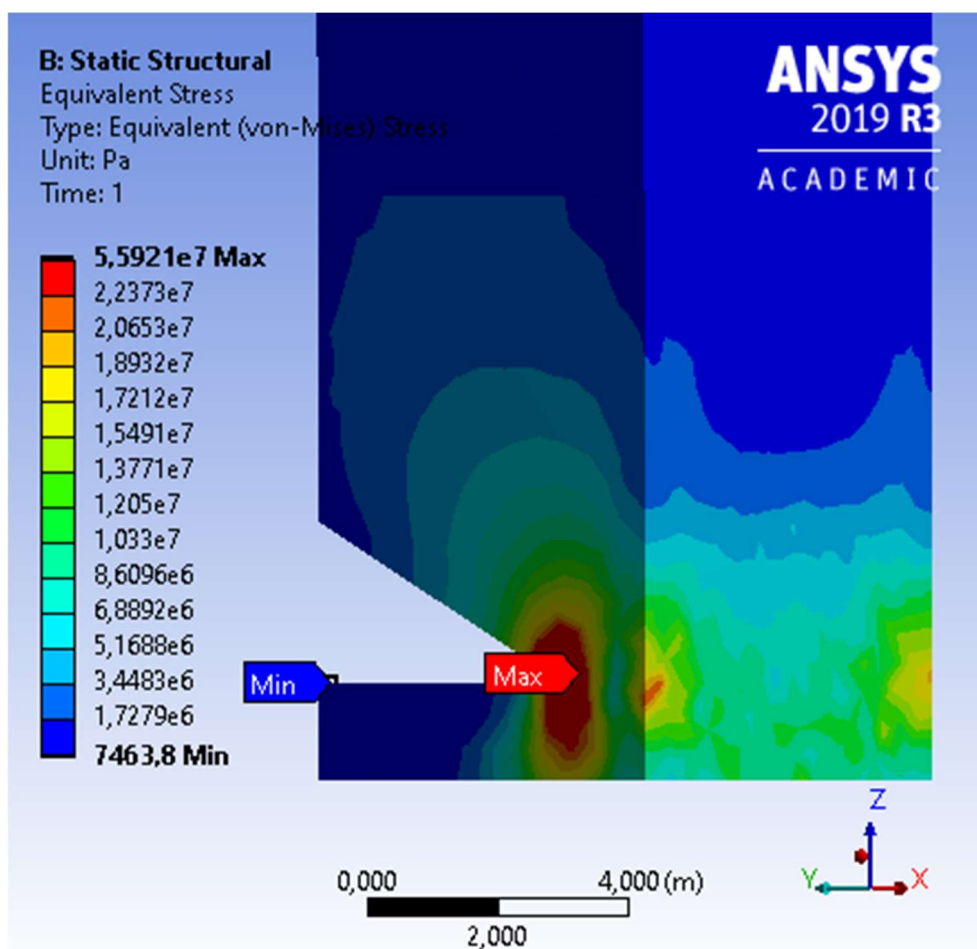


Figura 53 Tensioni Von Mises

Come si nota dalla figura, le tensioni di Von Mises calcolate nell'intorno dell'apice del cono che dovrà essere demolito, sono molto elevate con picchi di circa 55 MPa. Tali tensioni sono molto maggiori rispetto le tensioni di snervamento del calcestruzzo. Quindi, secondo la formulazione di Von Mises, la porzione di pila in esame sarà sicuramente plasticizzata.

Occorre precisare che il criterio di Von Mises è stato pensato per materiali duttili isotropi, con ugual resistenza in trazione e compressione. Benché il calcestruzzo possa essere considerato isotropo, non ha un comportamento lineare dal punto di vista meccanico.

Per realizzare un confronto con i risultati ottenuti dal programma di calcolo SAP2000 si plottano le tensioni verticali σ_z :

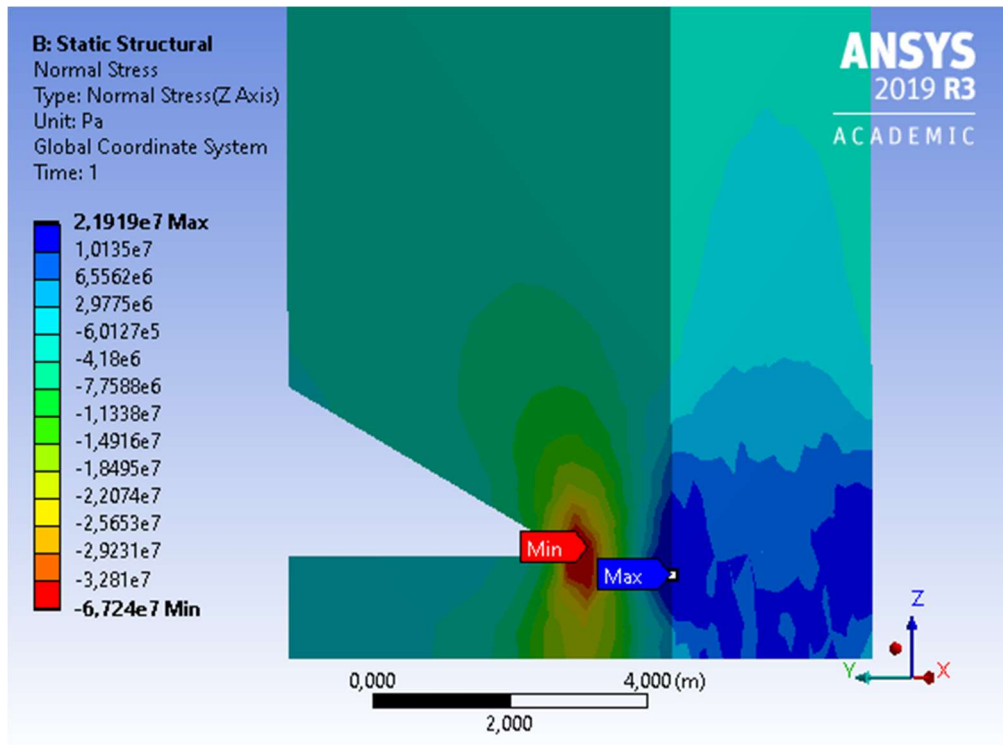


Figura 54 Tensioni normali z

Le tensioni di compressione verticali risultano particolarmente elevate nell'intorno dell'apice del cuneo con picchi di 67 MPa. Da tale figura si ha la conferma che lo stato tensionale in tale zona è governato prevalentemente dalle tensioni minime principali.

I valori registrati, in tale zona, risultano del tutto in linea con quelli forniti dal programma SAP2000.

Dall'analisi statica e dal confronto effettuato con i due programmi di calcolo si può affermare che, a meno di approssimazioni, il campo tensionale ottenuto è in linea con le finalità del progetto e cioè il crollo della pila per ribaltamento. Inoltre, dall'analisi delle tensioni principali è possibile prevedere il quadro fessurativo dell'elemento strutturale.

6.5.2.2 Analisi stato deformativo

Di seguito si riportano gli spostamenti nelle tre direzioni.

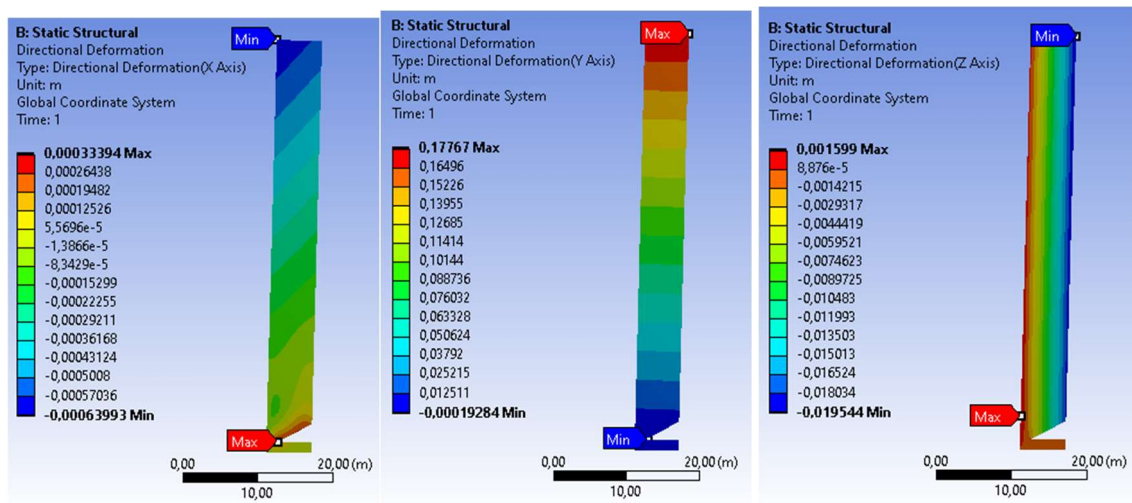


Figura 55 Spostamenti nelle tre direzioni

Come si evince dalle immagini, lo spostamento preponderante è y cioè nella direzione in cui si vuole favorire il ribaltamento, mentre nelle altre due direzioni gli spostamenti sono pressoché nulli.

Inoltre, si nota come gli spostamenti forniti da ANSYS WORKBENCH R3 sono del tutto in linea con quelli forniti dal programma SAP2000.

6.5.3 Modellazione con ANSYS WORKBENCH R3: “explicit dynamics”

Attraverso la modalità “explicit dynamics” si è in grado di osservare l’evolversi del cinematismo nel tempo. Questa modalità sfrutta l’algoritmo di integrazione esplicita. Con l’utilizzo del metodo “esplicito” non si presentano problemi di non convergenza ad una soluzione finita, dato che in questo caso l’analisi non è condizionata da un criterio di convergenza e l’incremento di tempo viene definito all’inizio dell’analisi e rimane costante durante il calcolo.

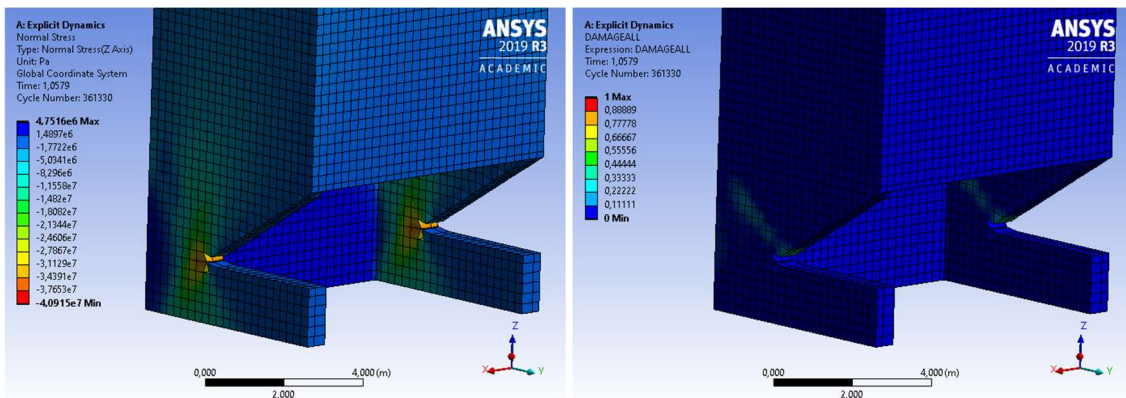
Il vantaggio dell’utilizzo del metodo di calcolo “esplicito” è dovuto al fatto che, pur essendo gli incrementi di tempo molto più piccoli rispetto a quelli del metodo “implicito” (solitamente gli incrementi utilizzati con il metodo esplicito sono da 100 a 1000 volte inferiori rispetto a quelli utilizzati nel metodo implicito), si ha un elevato risparmio di tempo di calcolo in analisi che prevedono urti ad elevata velocità o comunque problemi in cui si hanno grosse dissipazioni, o trasferimenti, di energia e propagazione di onde d’urto (eventi che avvengono in intervalli di tempo molto piccoli).

Poiché nel presente modello si focalizza l’attenzione sulla tipologia di crollo, creando un’animazione del collasso, non viene modellato il suolo che verrà. Il modello, quindi, sarà lo stesso adottato per l’analisi “static structural” descritta nel precedente paragrafo.

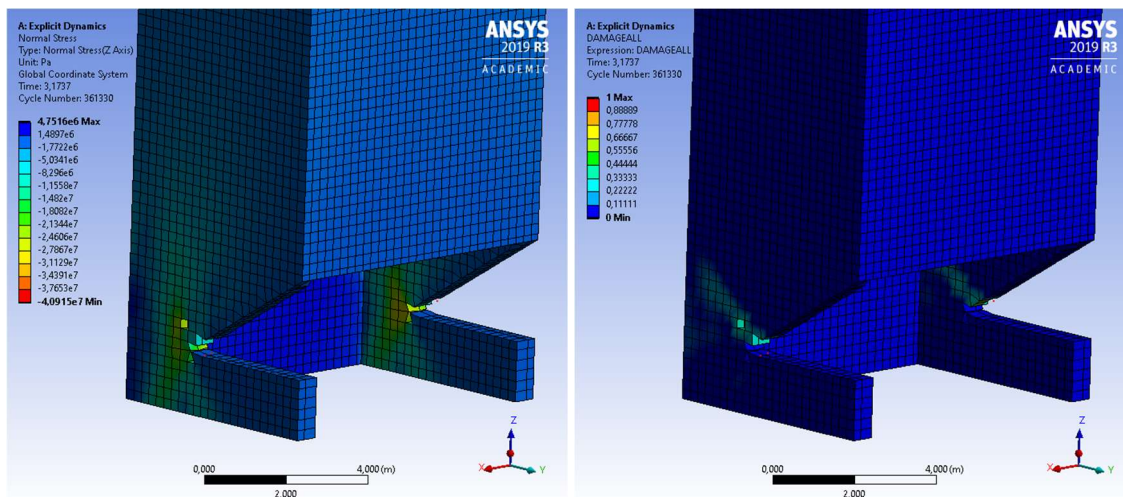
Per quanto riguarda la scelta del calcestruzzo, si userà il modello RHT.

Inoltre, occorre definire la durata del tempo di osservazione a partire dall’istante in cui inizia a manifestarsi il cinematismo. Questo periodo viene impostato uguale a 6,7 secondi, tempo sufficiente per osservare la tipologia del collasso.

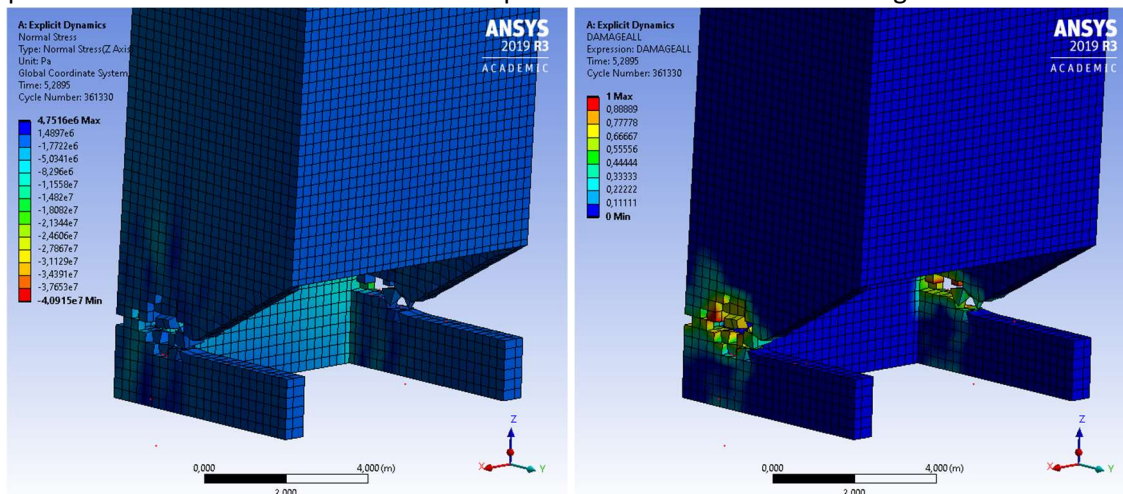
Di seguito si riporta una sequenza di immagini che ricostruiscono l’animazione ottenuta partendo dall’istante in cui inizia a verificarsi il cinematismo. Si confronterà l’evolversi degli sforzi normali con l’evolversi del parametro di danno $D = \sum \frac{\Delta \xi^P}{\xi f}$ come definito nel paragrafo 6.4.5.



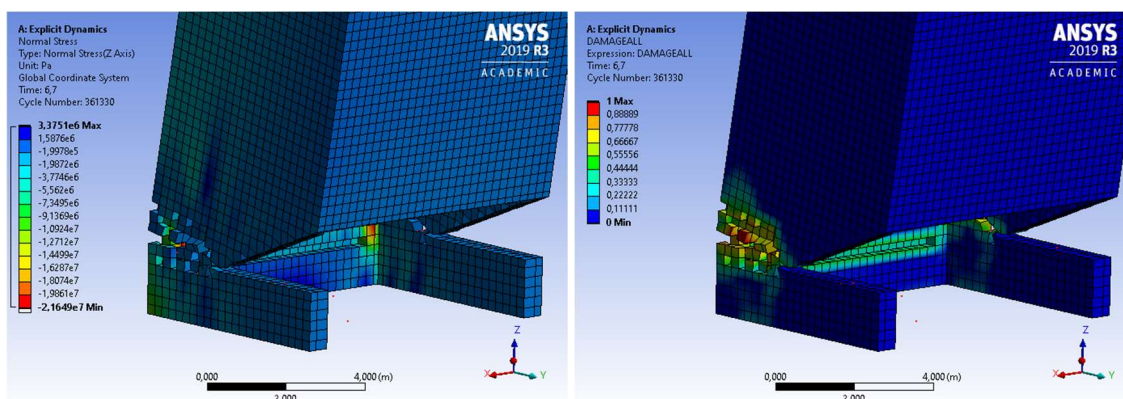
Dopo un secondo si registrano tensioni massime di compressione di circa 40 MPa. Come si evince dalla figura di sinistra dove viene rappresentato il danno, nell’intorno dell’apice della fessura viene raggiunta la resistenza massima del materiale. Inoltre, si può notare che a causa della rotazione della colonna la direzione in cui il rapporto tra la deformazione plastica accumulata e la deformazione di rottura tende all’unità è di circa 45°.



Dopo 3.2 secondi, il quadro tensionale resta pressoché invariato, ma la deformazione è tale da produrre un aumento delle deformazioni plastiche come si nota dall'immagine di destra.



Dopo 5,3 secondi circa la zona nell'intorno dell'apice del cuneo di rottura è completamente plasticizzata. In questa la fase l'accumulo delle deformazioni plastiche raggiunge la deformazione di rottura. Il programma di calcolo eliminerà la porzione dell'elemento delimitata dalla mesh in cui il parametro di danno D avrà raggiunto l'unità.



Arrivati a 6,7 secondi si ritiene che la porzione superiore della pila sia completamente distaccata e che quindi il cinematismo sia governato interamente dalla rotazione attorno alla cerniera cilindrica. Infatti, risulta evidente dall'immagine del danno che la rottura interesserà totalmente la parte posteriore della pila.

6.5.3.1 Considerazioni analitiche

Risulta interessante andare a osservare il fenomeno dal punto di vista degli spostamenti. Il campo degli spostamenti risulterà nella fase di innesco del cinematismo interamente dominato dagli spostamenti in direzione y , cioè lungo la direzione di ribaltamento prevista in fase progettuale. Infatti, essendo la geometria della pila e la geometria del cuneo di rottura simmetrica gli spostamenti in direzione x saranno, almeno teoricamente, pressoché nulli. Di seguito si riporta lo spostamento del baricentro della sezione.

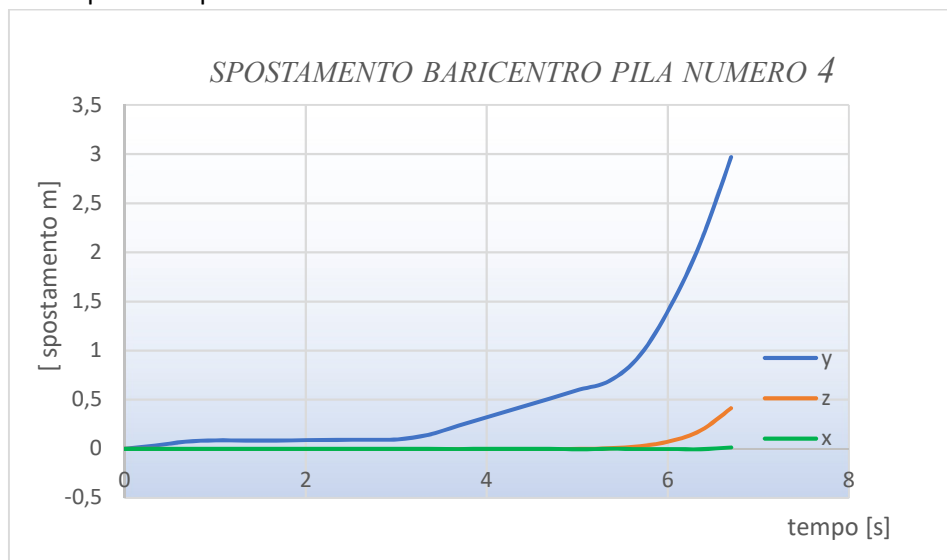


Figura 56 Spostamento baricentro nel tempo

Come si evince dal grafico, lo spostamento preponderante è quello in direzione del ribaltamento cioè in direzione y . In tale grafico si possono riconoscere sostanzialmente 3 tratti:

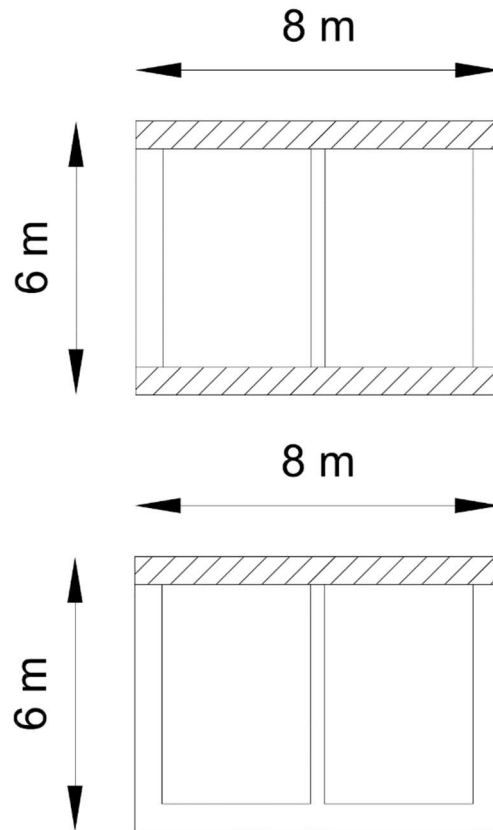
- 1) [0 ; 3.2] s: dopo un primo tratto a pendenza positiva fino a circa 0,7 secondi, gli spostamenti si mantengono costanti nel tempo;
- 2) [3.2 ; 5.3] s: il processo di plasticizzazione subisce una brusca accelerata dopo 3.2 secondi;
- 3) [5.3 ; 6.7] s : dopo 5.3 secondi si nota un aumento di tipo esponenziale negli spostamenti. Ciò è dovuto al fatto che oramai la porzione resistente residua è esigua. Inoltre, come si nota dalle immagini, la rottura inizia ad interessare la porzione posteriore della pila.

Si ipotizza, quindi, che lo spostamento del baricentro coincide con l'abbrivio reale della pila.

Nel calcolo del momento resistente vengono introdotte alcune ipotesi:

- 1) Quando la sezione è ancora integra, si ipotizza a favore di sicurezza che le uniche pareti reagenti siano quelle lunghe 8 metri nella direzione ortogonale al ribaltamento;
- 2) Si utilizza una distribuzione delle tensioni che segue la legge dello stress block;
- 3) Il momento resistente diminuisce linearmente fino ad arrivare alla fase 5 descritta a pagina 60.

Nella seguente figura si indicano la parte di calcestruzzo reagente della sezione (in tratteggiata) nella fase iniziale e nella fase finale.



Di seguito si riportano i risultati meccanici ottenuti:

SEZIONE RESIDUA fase 4-5	
x [cm]	24.48
x/d	0.445
N [KN]	22470
Mrd [KNm]	6418

Tabella 8 Risultati parametri resistenza sezione

Si nota come allo SLU la profondità adimensionalizzata dell'asse neutro cade in campo 3 il che vuol dire che il polo si trova sul calcestruzzo con l'acciaio oltre la deformazione di snervamento. Si avrà quindi una rottura duttile:

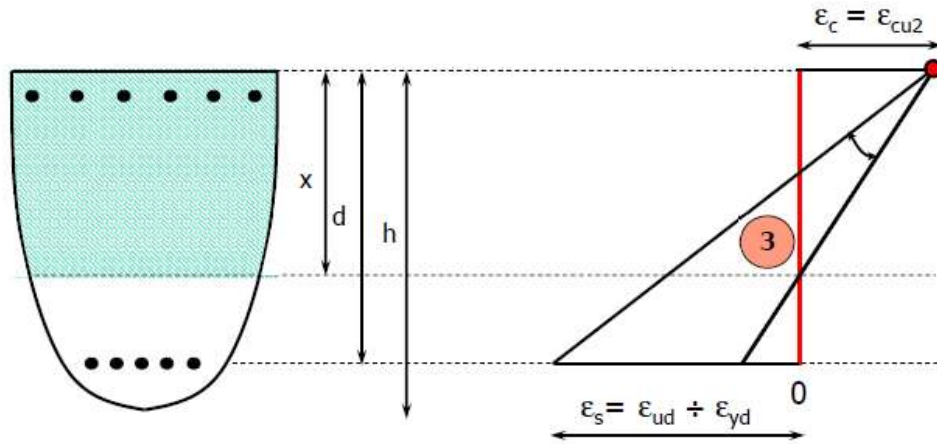


Figura 57 Modalità rottura campo 3

Risulta quindi interessante esaminare il problema osservando il dominio di interazione della pila:

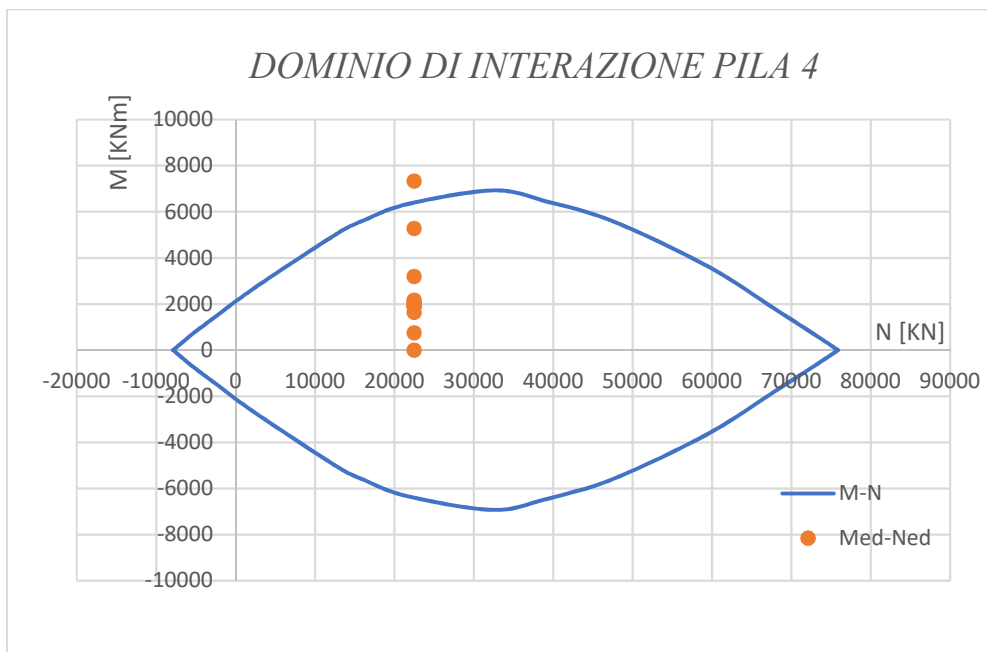


Figura 58 Dominio di interazione M-N pila 4

Nel grafico vengono rappresentati i punti sollecitanti interni al dominio e la prima combinazione di sollecitazione che supera la resistenza a pressoflessione della pila. Di seguito si riportano i momenti sollecitanti in funzione del tempo:

t [s]	M [KNm]
0.0	0
0.3	748
0.7	1634
1.0	1941
1.3	1899
1.7	1897
2.0	2002
2.3	2056
2.7	2082
3.0	2168
3.2	3192
3.4	5272
3.7	7332
4.0	9408
4.4	11477
4.7	13537
5.0	15580
5.4	21466
5.7	32604
6.0	47372
6.4	66725

Tabella 9 Evoluzione momento sollecitante nel tempo

Dove le celle in verde sono quelle verificate e quelle in rosso le sollecitazioni non verificate. Si sottolinea come la rottura arriva il superamento del momento resistente lato calcestruzzo in campo 3. Ciò significa che la rottura avviene per superamento della resistenza dell'acciaio teso e quindi la rottura sarà di tipo duttile.

6.5.3.2 Valutazione velocità dovuta all'impatto

Attraverso la modalità “explicit dynamics” è stato possibile capire quali velocità si generano dall'impatto al suolo della pila. In questo caso, per abbreviare i tempi computazioni, la pila viene modellata come un corpo rigido vincolata in modo tale da rendere nulli gli spostamenti negativi lungo y. Il cumulo di terreno verrà modellato come un terreno grossolano privo di coesione interna mentre il terreno di fondazione, non avendo nessun dato a riguardo, come calcare. Non risulta vincolante conoscere il terreno di fondazione poiché gran parte dell'energia cinetica sarà dissipata nel cumulo di materiale sciolto.

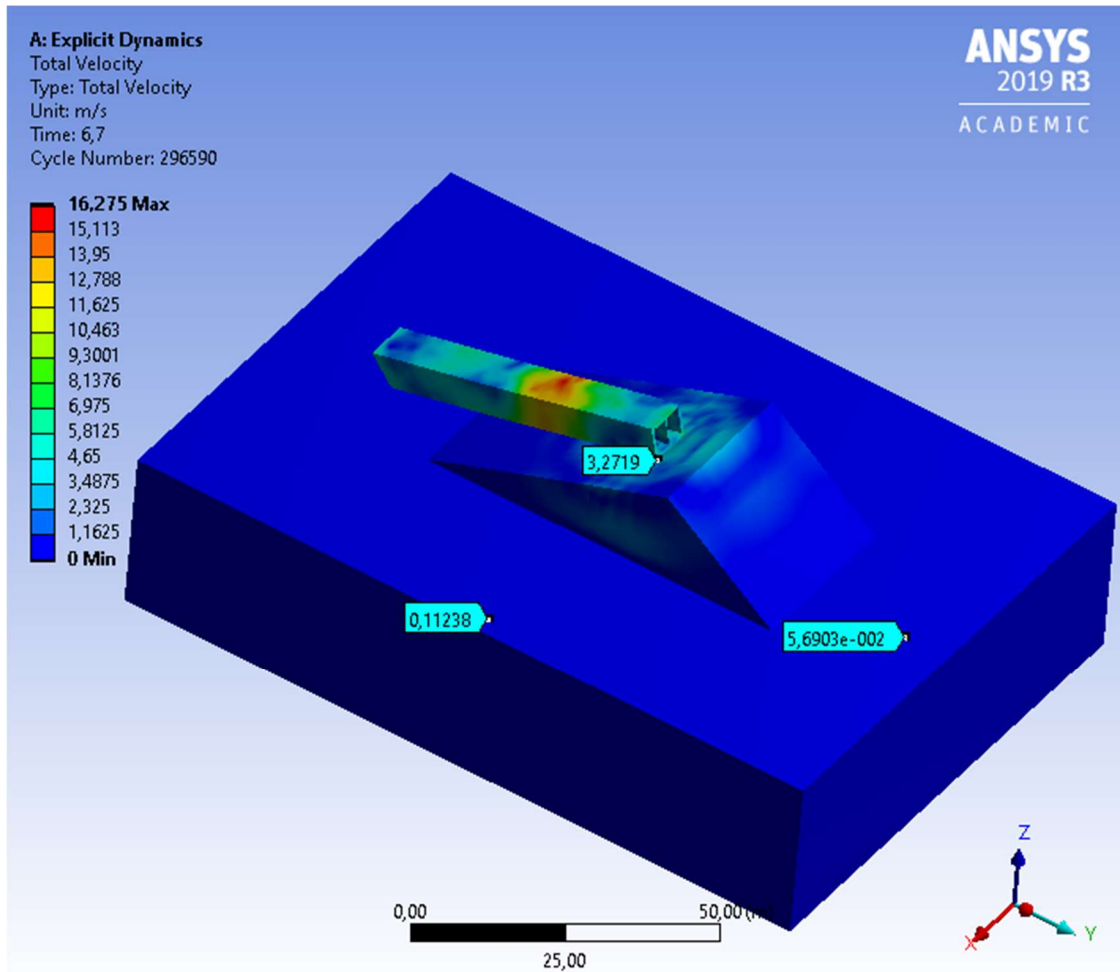


Figura 59 Velocità di picco al suolo

L'impatto della pila, che avviene dopo circa 6 secondi, genera delle velocità di circa 3.3 m/s nella zona in cui impatta la pila. Si nota che ad una distanza di circa 20 m, le velocità sono di circa 0.11 m/s. Tali velocità sono tali da non poter provocare nessun danno al viadotto adiacente.

Si nota come i risultati ottenuti sia del tutto in linea con quanto avvenuto realmente. Infatti, la pila a seguito della formazione della cerniera cilindrica impieghi circa 5,5 secondi per impattare al suolo.

6.6 Pila numero 3

6.6.1 Analisi agli elementi finiti con SAP2000

La progettazione delle dimensioni del cuneo da demolire avviene anche in questo caso preliminarmente con il programma di calcolo SAP2000.

I parametri che governano la progettazione sono:

- 1) Calcolo del peso della struttura in funzione degli appoggi che evolvono nel tempo;
- 2) Resistenza dei materiali;
- 3) Abbrivio necessario per il collasso della pila.

Essendo le pareti esterne della pila spesse 60 cm e il setto interno 30 cm, essa verrà modellata mediante elementi "shell-thick". L'opzione "thick" permette di considerare l'influenza delle deformazioni a taglio negli elementi spessi. In realtà lo spessore delle pareti se rapportato alla loro altezza è molto piccolo quindi il comportamento sarà governato prevalentemente da deformazioni di tipo flessionale.

Poiché la zona d'interesse è limitata alla base della pila, là dove si verificherà la plasticizzazione del calcestruzzo, per limitare i tempi computazionali si infittiscono gli elementi shell solo alla base creando invece una suddivisione più grossolana nella restante porzione. Gli elementi shell alla base avranno dimensione 0.5 m x 0.5 m fino alla quota di 10 m.

6.6.1.1 Analisi stato tensionale

Lo stato tensionale verrà analizzato in tutte le fasi descritte in precedenza. In particolare, si analizzerà la tensione σ_z verticale che determina la plasticizzazione del calcestruzzo.

- 1) Fase 1: rimozione della porzione parziale di parete e setto centrale lato Siena:

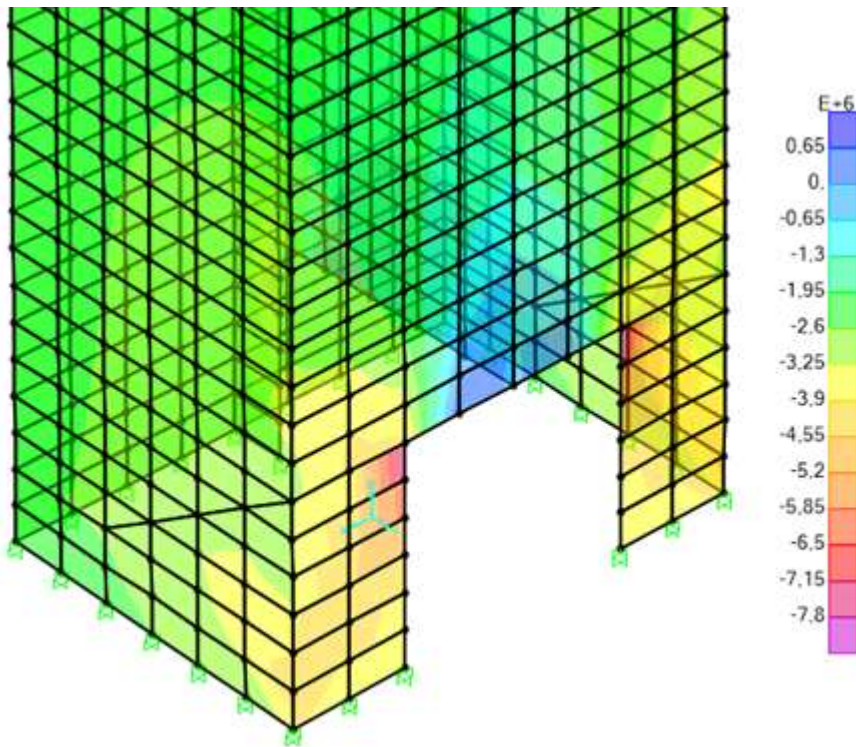


Figura 60 Tensioni fase 1

Come si evince dal risultato dell'analisi, le tensioni di compressione restano basse con picchi di circa 8 MPa nella porzione di parete adiacente all'apertura. La distribuzione delle tensioni è simmetrica rispetto l'asse trasversale y ma non rispetto l'asse longitudinale x.

2) Fase 2: completamento della rimozione della parete centrale:

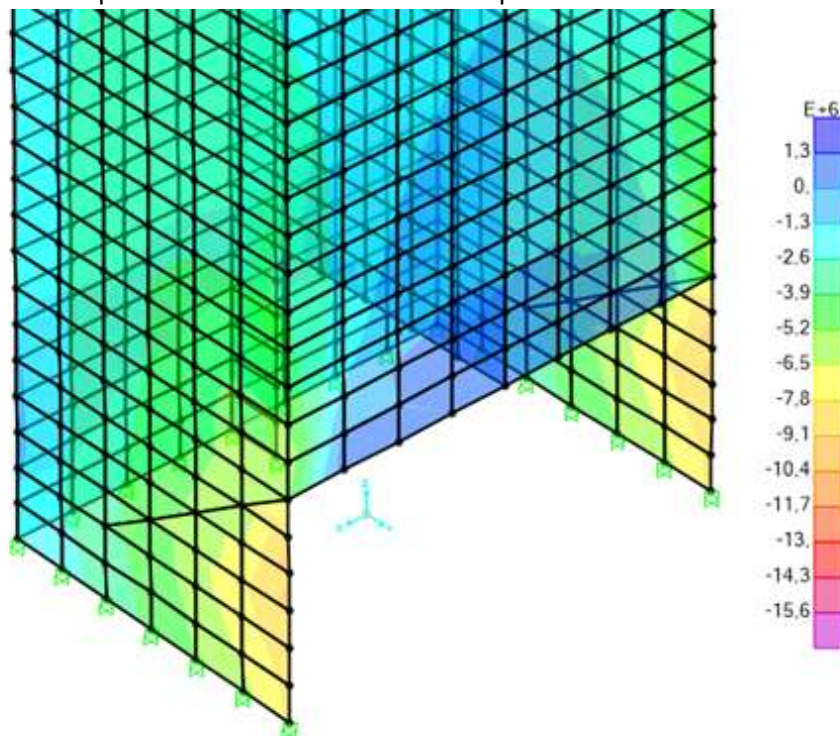


Figura 61 Tensioni fase 2

Lo stato tensionale continua ad essere approssimativamente simmetrico rispetto l'asse trasversale. Si registrano picchi di circa 16 MPa.

- 5) Fase 3: in questa fase si ha il completamento della rimozione del cuneo lato terme Petriolo seguito dal completamento dell'apertura del cuneo lato nuovo Farma fino a collasso

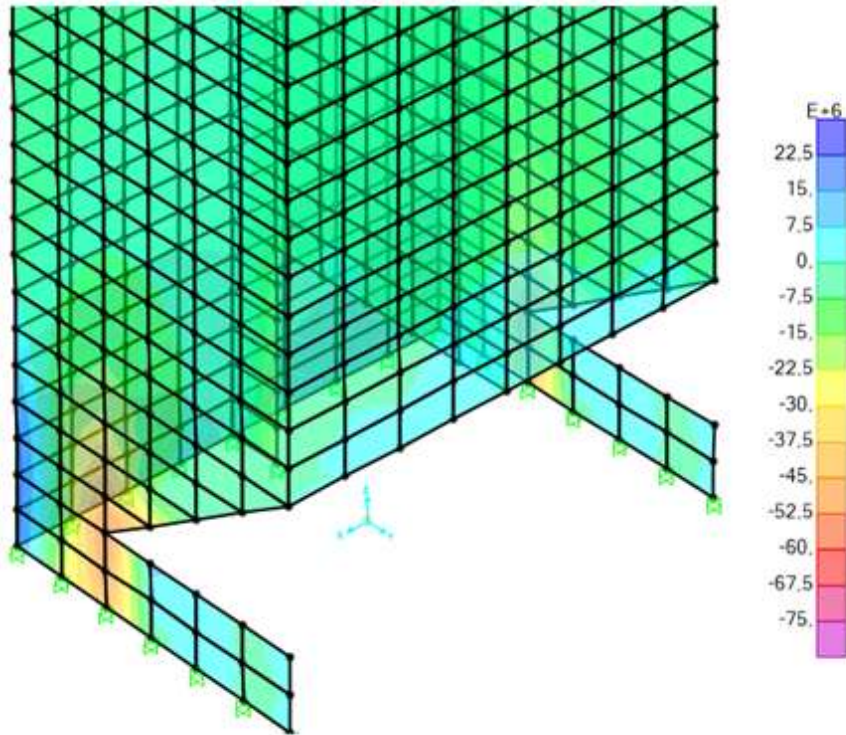


Figura 62 Tensioni fase 3

Si manifestano zone in corrispondenza del vertice del cuneo in cui si registrano tensioni massime di picco a compressione 80 MPa superiori al valore limite della tensione di plasticizzazione del calcestruzzo con la conseguente rottura della sezione resistente in calcestruzzo e l'instaurarsi del cinematismo di crollo.

6.6.1.2 Analisi stato deformativo

Nella simulazione è possibile inoltre evidenziare l'andamento delle deformazioni per i differenti step di avanzamento della demolizione. Nelle immagini sottostanti si riporta l'andamento degli spostamenti X-Y-Z (sistema di riferimento globale del modello di calcolo), che la struttura subisce nei primi istanti dopo il superamento della tensione di plasticizzazione (STEP 3). Tali spostamenti sono rappresentativi dell'evoluzione del cinematismo in crollo (spostamenti Y paralleli alla direzione di caduta).

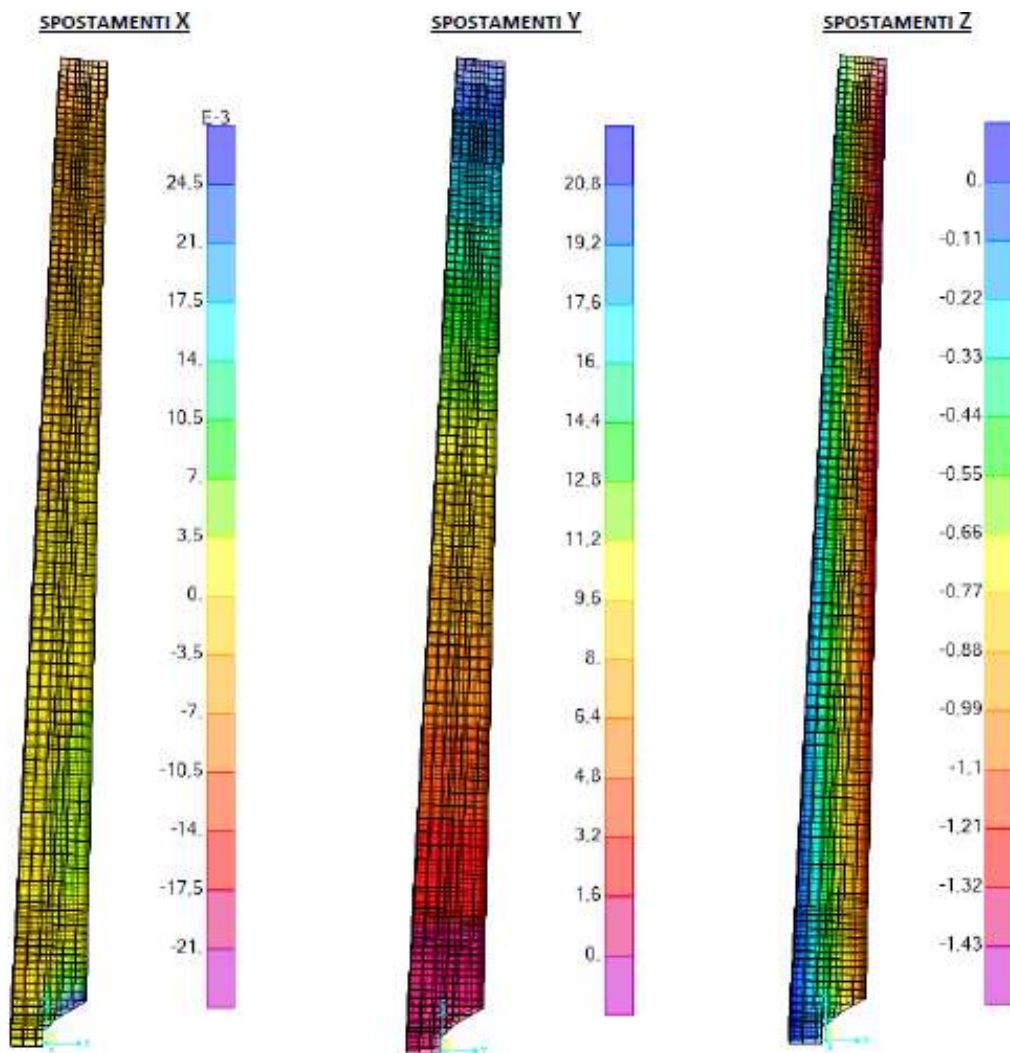


Figura 63 Spostamenti nelle tre direzioni

6.6.2 Analisi agli elementi discreti con ANSYS WORKBENCH R3: modellazione “static structural”

Nel presente paragrafo viene illustrata la procedura di modellazione “static structural”. La modellazione è analoga a quanto visto per la pila numero 4 ma questa volta verranno modellate le armature nella parte posteriore della pila. Risulta superfluo modellare le armature nelle altre pareti poiché saranno tagliate dall’escavatore radiocomandato.

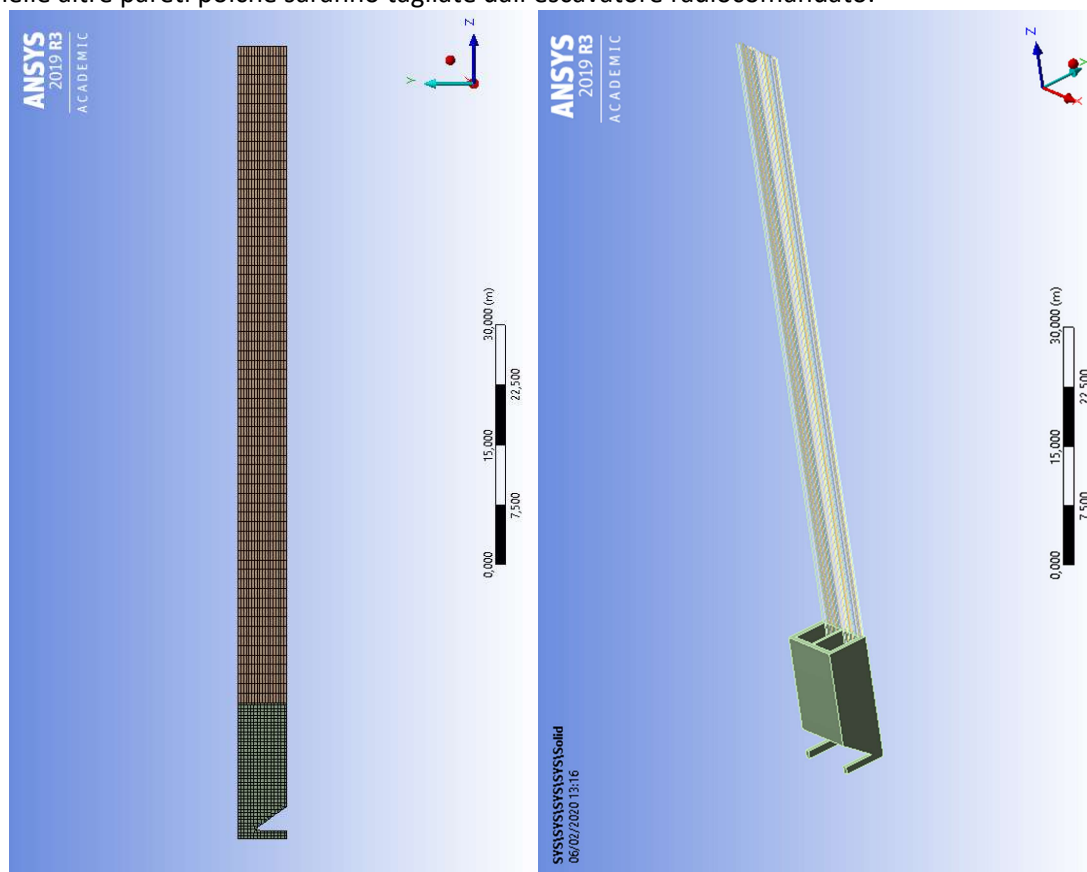


Figura 64 Rappresentazione mesh ANSYS

In particolare, la zona in cui si ha l’infittimento della mesh è alta 18 m. Tale mesh è formata da elementi quadrangolari regolari di tipo lineare in cui lo stato tensionale varia linearmente. Tale tipologia di mesh è comune a tutti i modelli realizzati poiché permette di cogliere al meglio la superficie di rottura.

Il contatto tra i due elementi che costituiscono la pila viene modellato come “bonded” cioè come vincolo bilaterale in modo tale che le due superfici a contatto presentino spostamenti relativi nulli durante il processo di deformazione, come fatto per la pila numero 4.

6.6.2.1 Analisi stato tensionale

Nel presente paragrafo verrà analizzato lo stato tensionale come fatto per la pila numero 4. Si parte con l'osservare le direzioni delle tensioni principali.

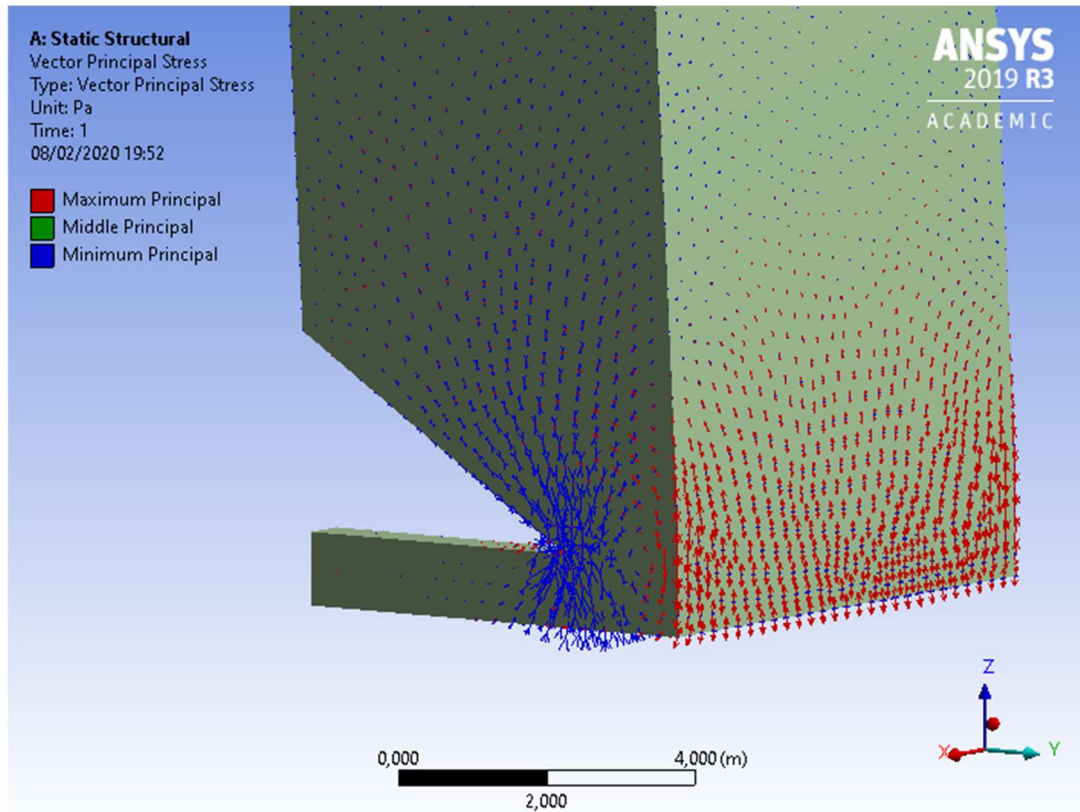


Figura 65 Direzioni tensioni principali

Come si può notare dalla figura la base della pila risulta governata, come visto per la pila numero 4, principalmente:

- 1) Nella zona posteriore della pila, opposta alla direzione di caduta, lo stato risulta governato prevalentemente dalle tensioni principali massime (di trazione)
- 2) Nella zona intorno all'apice del cuneo di rottura, lo stato tensionale risulta governato dalle tensioni principali minime mentre quelle massime sono di piccola entità.

Si può inoltre notare come nel primo caso la direzione delle tensioni principali massime parta verticale dalla base della pila e vada via via allontanandosi con una traiettoria non lineare. Il loro modulo inoltre risulta molto maggiore di quanto visto per la pila numero 4.

Risulta evidente come lo stato tensionale è governato in maniera preponderante dalle tensioni minime e dalle tensioni di compressione verticali. Come si può notare dalla seguente immagine,

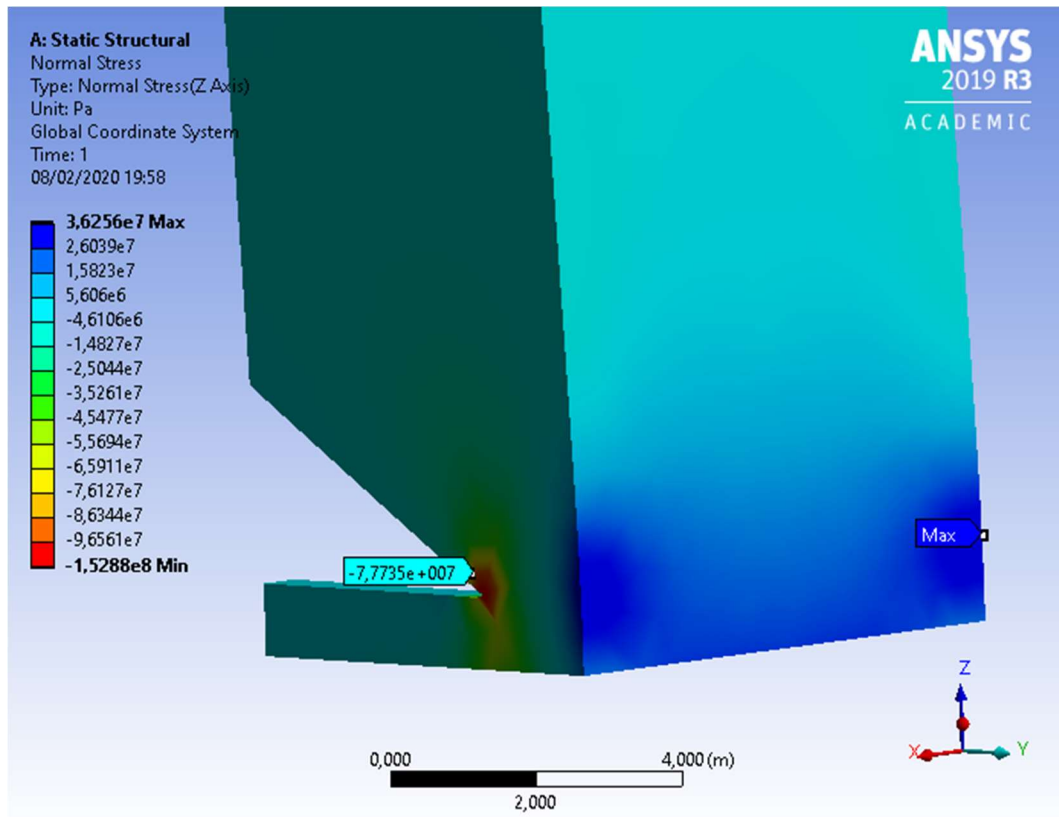


Figura 66 Tensioni normali z

Le tensioni normali lungo l'asse z sono di circa 80 MPa, risultato che risulta in linea con quello fornito dal programma di calcolo SAP2000. A differenza di quanto accadeva per la pila numero 4, le tensioni normali nell'intorno dell'apice del cuneo di rottura divergono raggiungendo picchi di circa 152 MPa nella parte interna della pila.

Dal punto di vista del criterio di rottura di Von Mises le tensioni che si generano nell'intorno del cuneo di rottura sono di circa 91 MPa.

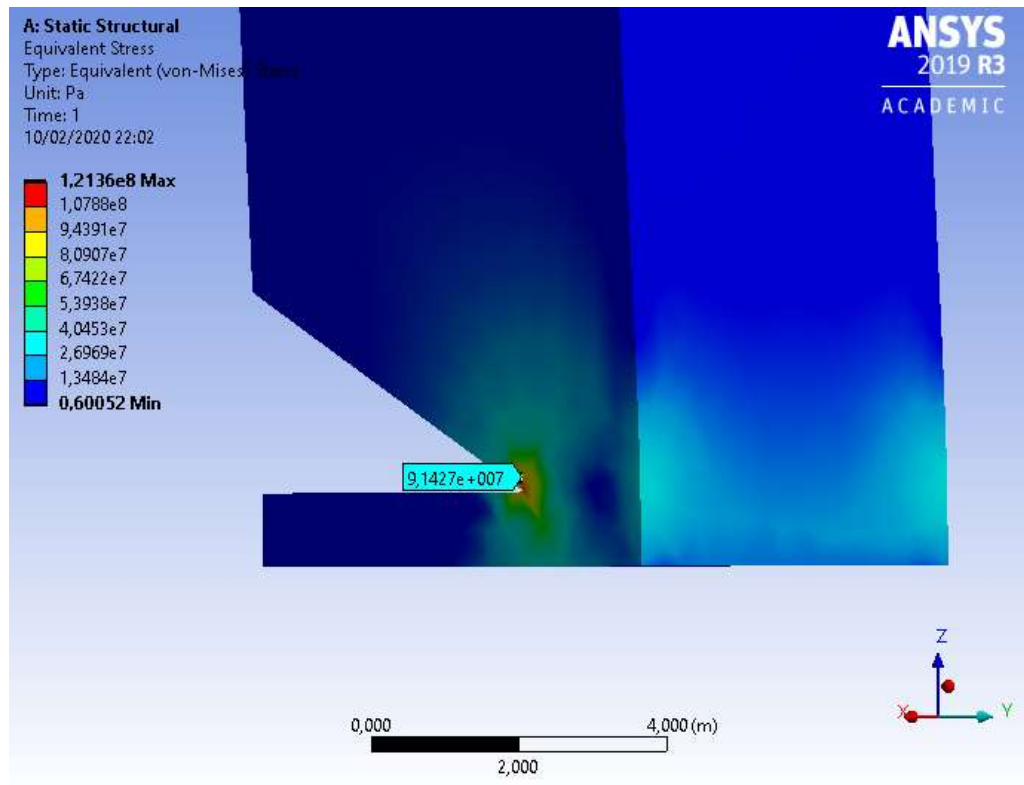


Figura 67 Tensioni Von Mises

Tali tensioni sono molto maggiori rispetto le tensioni di snervamento del calcestruzzo. Quindi, secondo la formulazione di Von Mises, la porzione di pila in esame sarà sicuramente plasticizzata.

Occorre precisare che il criterio di Von Mises è stato pensato per materiali duttili isotropi, con ugual resistenza in trazione e compressione. Benché il calcestruzzo possa essere considerato isotropo, non ha un comportamento lineare dal punto di vista meccanico.

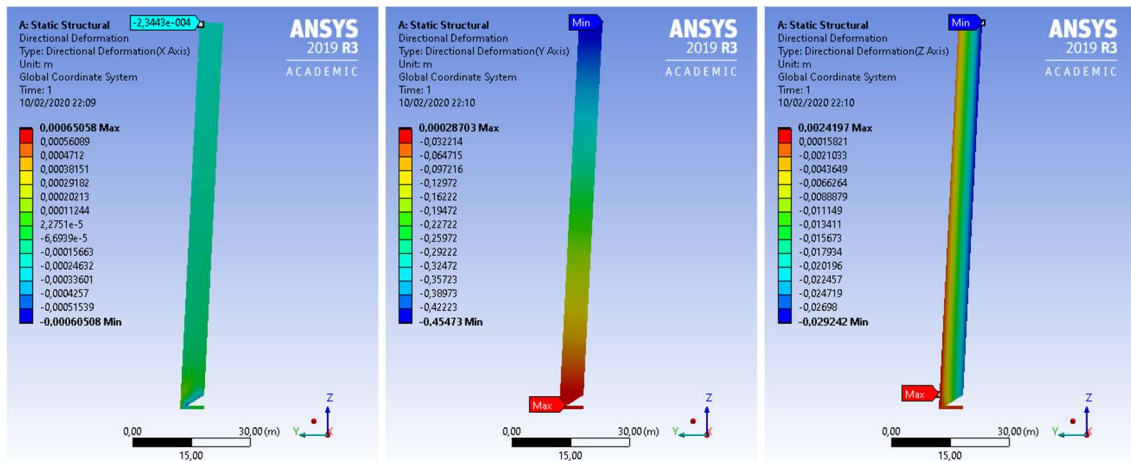
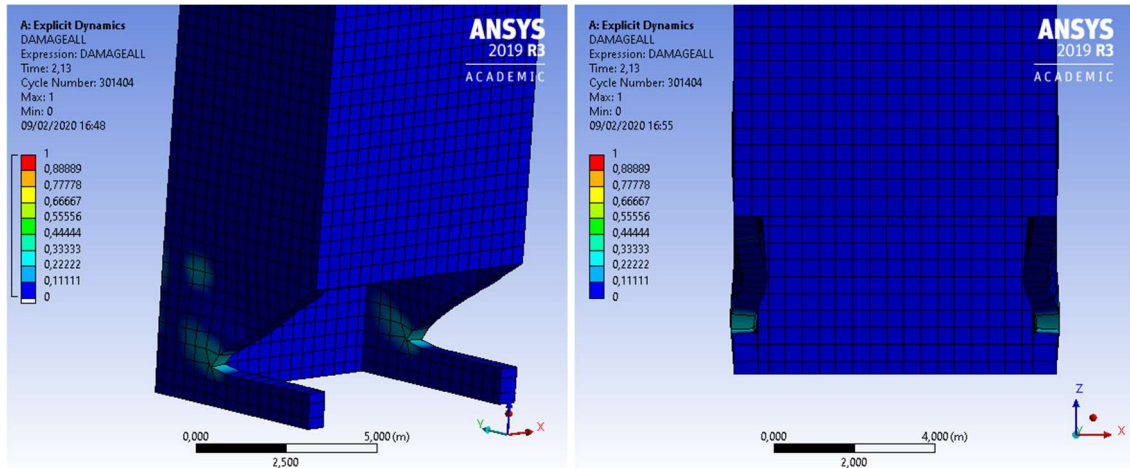
6.6.2.2 *Analisi stato deformativo*

Figura 68 Spostamenti nelle tre direzioni

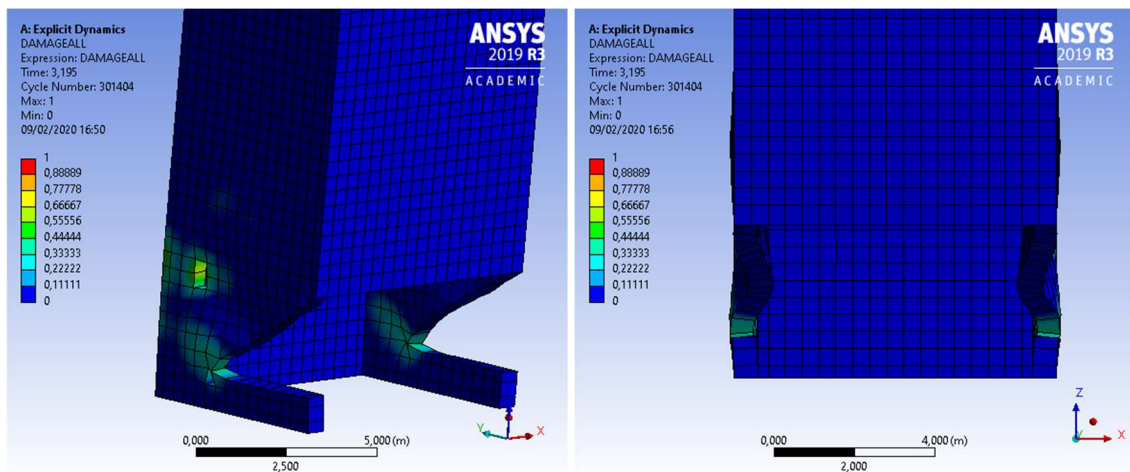
Dall'analisi dello stato deformativo si nota come il campo degli spostamenti è dominato dalla rotazione attorno alla cerniera cilindrica alla base della pila e che quindi lo spostamento maggiore è quello in direzione y, mentre lo spostamento in direzione x è pressoché nullo. Lo spostamento verticale è dato dalla somma dello spostamento dovuto al peso proprio della pila e allo spostamento dovuto alla rotazione

6.6.3 Modellazione con ANSYS WORKBENCH R3: “explicit dynamics”

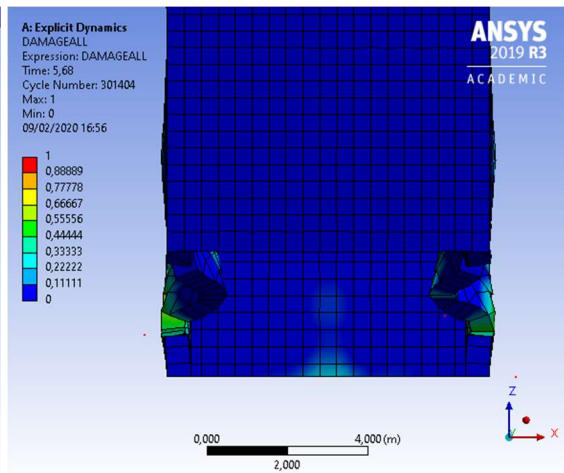
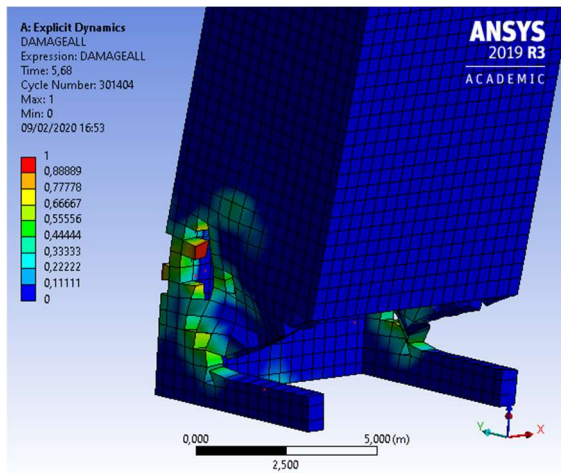
Per esaminare i risultati della modellazione si prende in considerazione il danno espresso dal parametro $D = \sum \frac{\Delta \xi^P}{\xi_f}$. Di seguito si riporta la sequenza dei fotogrammi ottenuti.



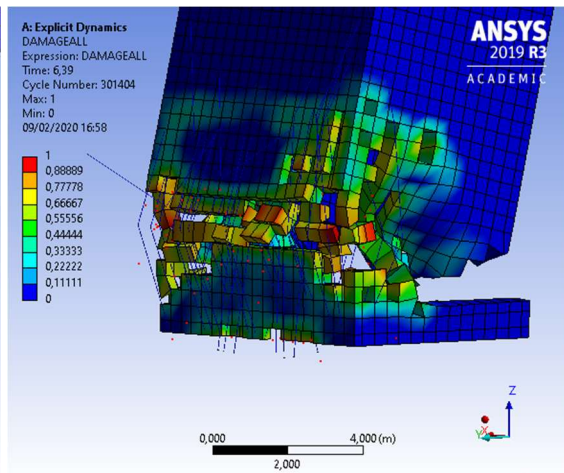
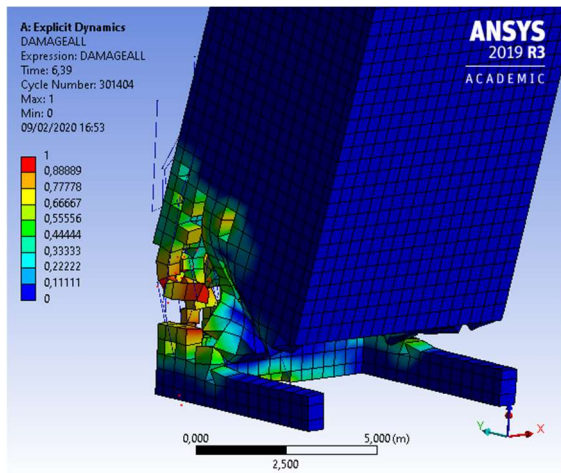
Come si nota dalle immagini l’evolversi del cinematismo è lento. Dopo 2.13 secondi risulta evidente che ci sono due zone in cui si concentra il danno. La prima zona è nell’intorno dell’apice del cuneo di rottura in cui si vuol formare la cerniera cilindrica, mentre la seconda è posta superiormente alla prima. Dall’immagine di destra si nota come lo sforzo normale è tale da causare il principiarsi di fenomeni di instabilità nelle pareti laterali della pila.



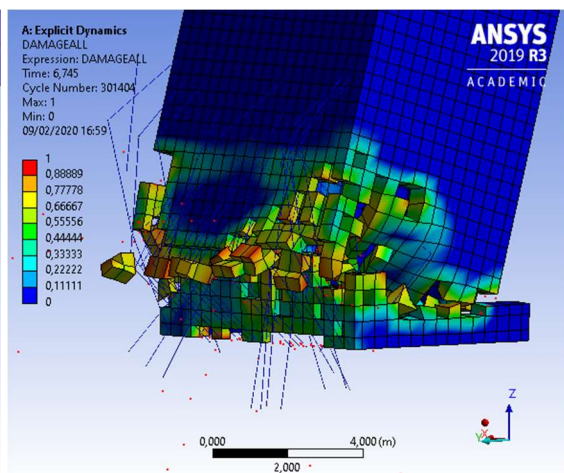
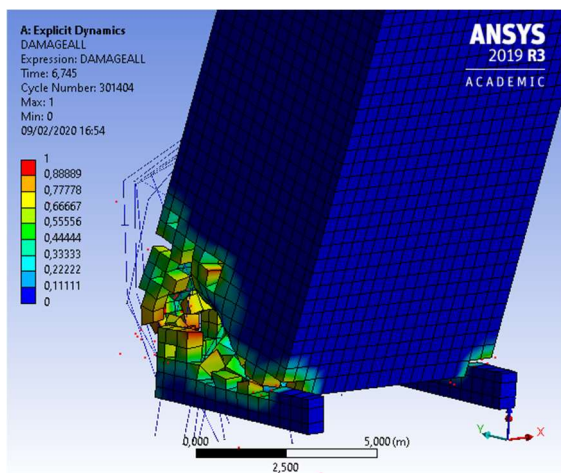
Dopo 3.2 secondi circa la zona superiore all’apice del cuneo di rottura raggiunge la sua resistenza massima e quindi si rompe. Continua il fenomeno di instabilità delle pareti di calcestruzzo.



Arrivati a 5.7 secondi dall'inizio del cinematismo si nota che la rottura inizia ad interessare la parte posteriore della pila mentre le pareti laterali della pila risultano ormai inefficaci. La pila priva dei suoi appoggi comincia a ruotare (in realtà si ha una progressiva rotazione combinata ad un movimento verticale verso il basso) per effetto della forza peso della struttura stessa.



A 6.39 secondi la parete posteriore della pila risulta totalmente distaccata con le armature che subiscono una deformazione orizzontale tale da renderle inefficaci dal punto di vista della resistenza.



Superati i 6.39 secondi il cinematismo varia drasticamente. Infatti, come si nota dalla figura si ha una traslazione verticale della pila nella sua configurazione deformata. Il campo degli spostamenti risulta quindi dominato in questa fase dalla traslazione verticale fino a quando la parte inferiore della pila impatti al suo per riprendere poi riprendere la sua rotazione.

6.6.3.1 Considerazioni analitiche

Anche in questo caso si andrà ad esaminare il campo degli spostamenti nel tempo.

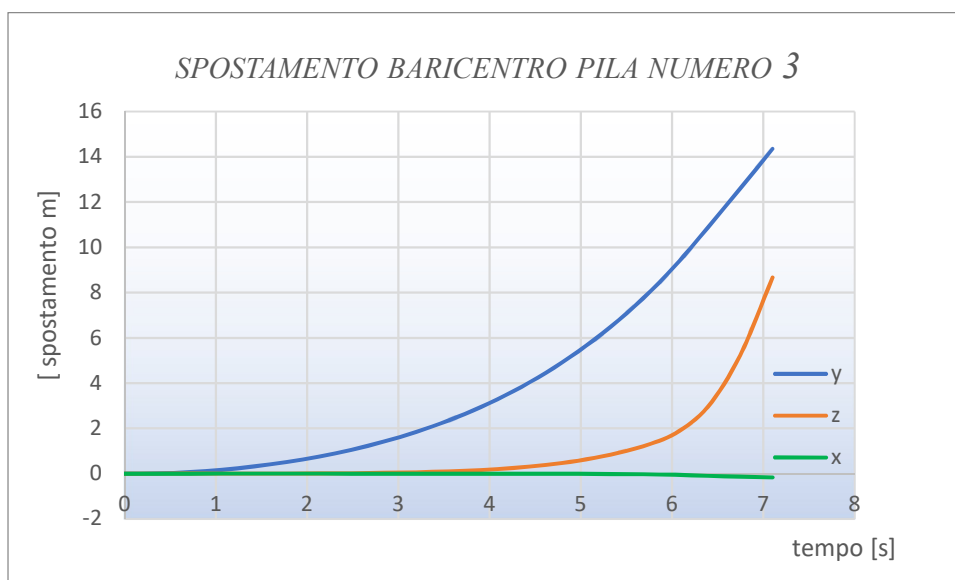


Figura 69 Spostamento baricentro nel tempo

Lo spostamento lungo la direzione del ribaltamento prevista cresce in maniera pressoché costante. A differenza di quanto avveniva per la pila numero 4, lo spostamento verticale che inizialmente è molto blando dopo circa 5 secondi cresce in maniera esponenziale. La pendenza della curva che rappresenta lo spostamento verticale risulta essere dopo 6.4 secondi maggiore rispetto alla pendenza della curva che rappresenta lo spostamento nella direzione della caduta. Ciò vuol dire che la pila traslerà rigidamente fino a toccare il suolo.

Per il calcolo della resistenza della sezione si riportano le ipotesi già descritte per la pila 4:

- 1) Quando la sezione è ancora integra, si ipotizza a favore di sicurezza che le uniche pareti reagenti siano quelle lunghe 8 metri nella direzione ortogonale al ribaltamento;
- 2) Si utilizza una distribuzione delle tensioni che segue la legge dello stress block;
- 3) Il momento resistente diminuisce linearmente fino ad arrivare alla fase 5 descritta a pagina 60.

Di seguito si riportano i risultati della sezione:

SEZIONE RESIDUA	
x [mm]	42.57
x/d	0.774
N [KN]	40950
Mrd [KNm]	6298

Tabella 10 Risultati parametri resistenza sezione

In questo caso la sezione allo stato limite ultimo si romperà in campo 4, quindi con l'acciaio non snevato

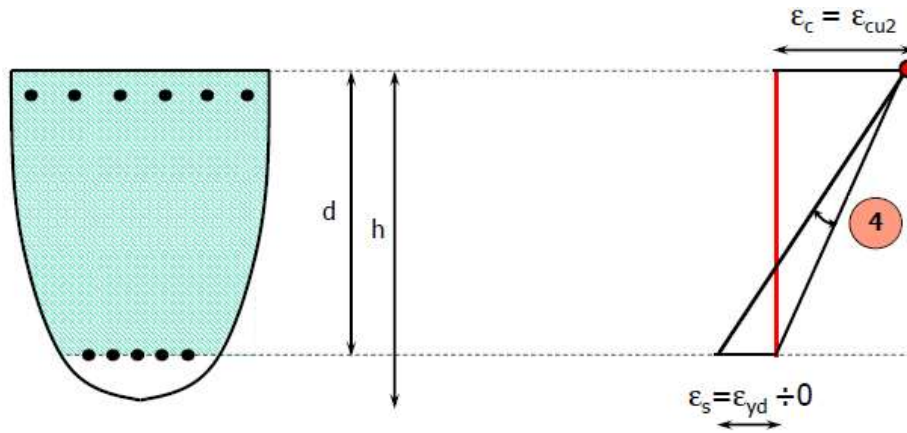


Figura 70 Rottura campo 4

Si avrà quindi una rottura fragile con lo schiacciamento del calcestruzzo.
 Il diagramma di interazione è uguale a quello visto per la pila 4 ma cambiano le sollecitazioni:

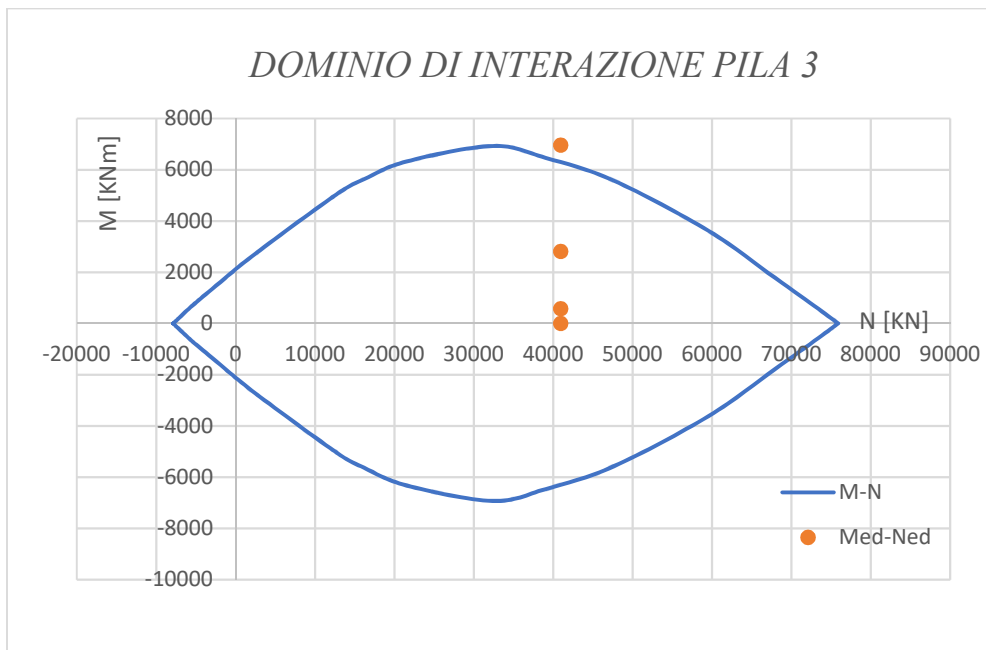


Figura 71 Dominio di interazione M-N pila numero 3

Di seguito si riportano i momenti sollecitanti in funzione del tempo:

t [s]	yg [m]	M [KNm]
0.0	0	0
0.4	0.01	575
0.7	0.07	2803
1.1	0.17	6958
1.4	0.32	13096
1.8	0.52	21102
2.1	0.76	31048
2.5	1.06	43235
2.8	1.42	58000
3.2	1.85	75620
3.6	2.35	96388
3.9	2.95	120688
4.3	3.64	149228
4.6	4.46	182526
5.0	5.40	221089
5.3	6.49	265684
5.7	7.74	317035
6.0	9.20	376822
6.4	10.87	445270
6.7	12.60	515970
7.1	14.36	587837

Tabella 11 Evoluzione momento sollecitante nel tempo

La sezione risulta verificata solo per 3 coppie di valori M-N. Si deduce quindi che basta un piccolo spostamento del baricentro per far collassare la pila.

7 Conclusioni

Nel presente capitolo verrà realizzato un quadro riassuntivo confrontando i risultati ottenuti dai due diversi programmi di calcolo. Inoltre, si osserverà come la sequenza del cinematismo fornita da ANSYS WORKBENCH R3 sia aderente a quanto osservato nella realtà.

7.1 Risultati analisi statica

Dapprima verranno confrontati i risultati ottenuti per la pila 4.

PILA 4		SAP 2000	ANSYS WORKBENCH R3	SCARTO [%]
tensione massima [MPa]	Von Mises	55	56	2%
	σ_z	62	67	7%
deformazione massima [mm]	x	0.2	0.2	13%
	y	120	170	29%
	z	-0.2	-0.2	25%

Tabella 12 Confronto risultati pila numero 4

Dal punto di vista tensionale si nota come i risultati tra i due programmi sono del tutto simili. Ciò è dovuto al fatto che per entrambi i programmi di calcolo è stato imposto lo stesso legame costitutivo, cioè il legame di Mander che tiene conto del confinamento. Per quanto concerne lo stato deformativo si nota come il programma ANSYS fornisce spostamenti più grandi. Infatti, la differenza per lo spostamento lungo y raggiunge il 29%. Tale valore risulta comunque accettabile poiché la differenza è di soli 50 mm.

Il confronto tra i risultati statici per la pila numero 3 vengono riassunti nel seguente specchio:

PILA 3		SAP 2000	ANSYS WORKBENCH R3	SCARTO [%]
tensione massima [MPa]	Von Mises	90	91	1%
	σ_z	82	87	6%
deformazione massima [mm]	x	0.5	0.6	13%
	y	330	450	27%
	z	-20	-29	31%

Tabella 13 Confronto risultati pila numero 3

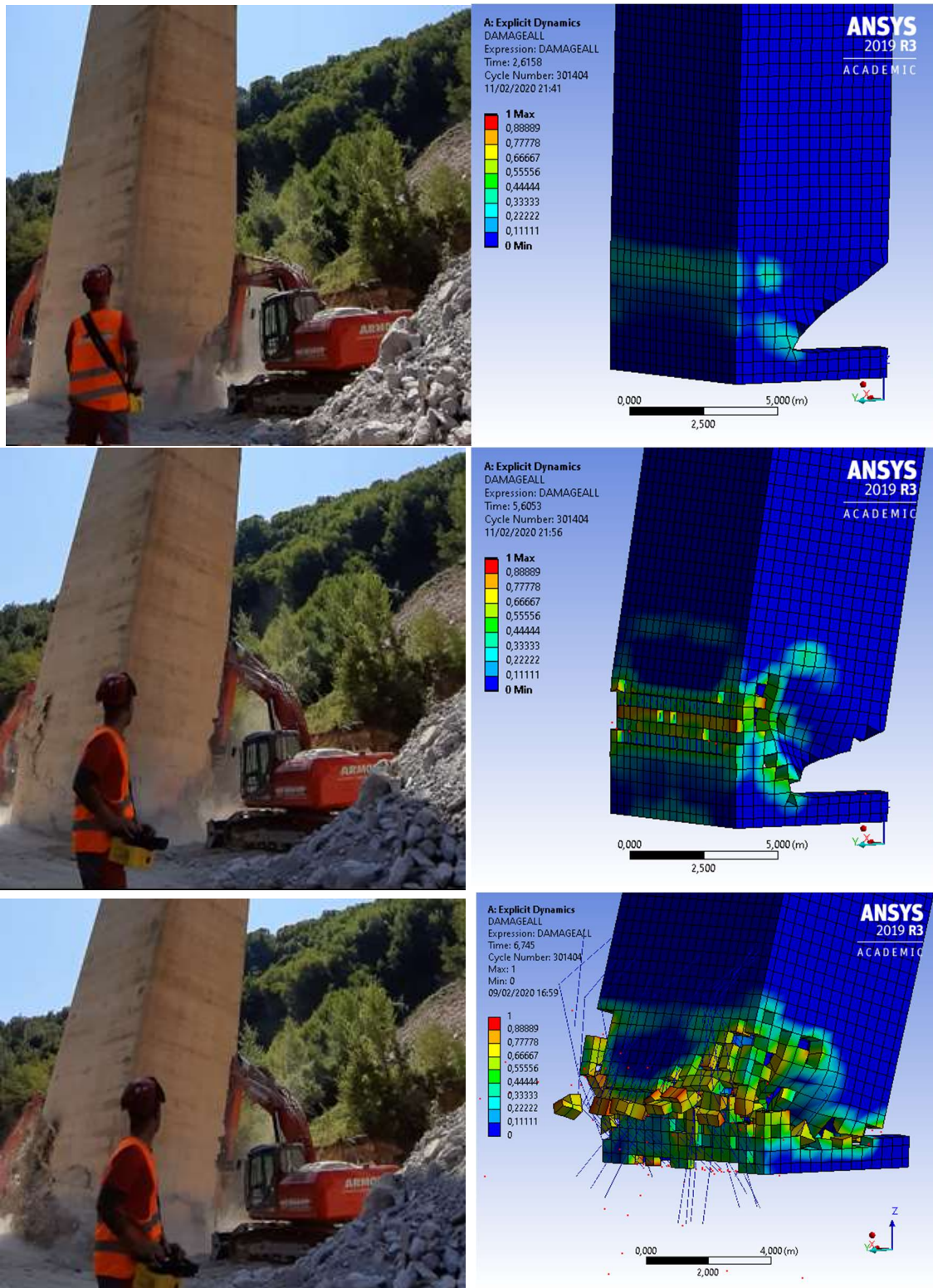
Come si nota subito i valori sono in generale più alti rispetto a quelli ottenuti per la pila numero 4. Ciò è dovuto ovviamente al fatto che la pila numero 3 è più alta di 44 rispetto alla pila numero 4 e quindi lo sforzo normale e il momento sollecitante risulteranno molto maggiori. Anche in questo caso i risultati forniti dai due programmi di calcolo risultano molto simili tra di loro. Il massimo scarto si ha anche in questo caso per lo spostamento in direzione y che risulta essere del 27%. La differenza è comunque di 120 mm, valore che risulta del tutto trascurabile se paragonato all'altezza della pila.

Per entrambi gli specchietti gli spostamenti in direzione z sono negativi poiché la forza di gravità lavora in direzione opposta all'asse z assunto come asse della terna destrorsa.

In generale si osserva come il programma di calcolo SAP2000 descrive un comportamento leggermente più rigido rispetto a quello elaborato da ANSYS WORKBENCH R3.

7.2 Risultati analisi dinamica

Nel presente capitolo verrà confrontato il cinematismo fornito dal programma di calcolo ANSYS con il cinematismo reale per la pila numero 3. In particolare, verranno confrontati diversi fotogrammi riconducibili ai punti chiave del cinematismo.



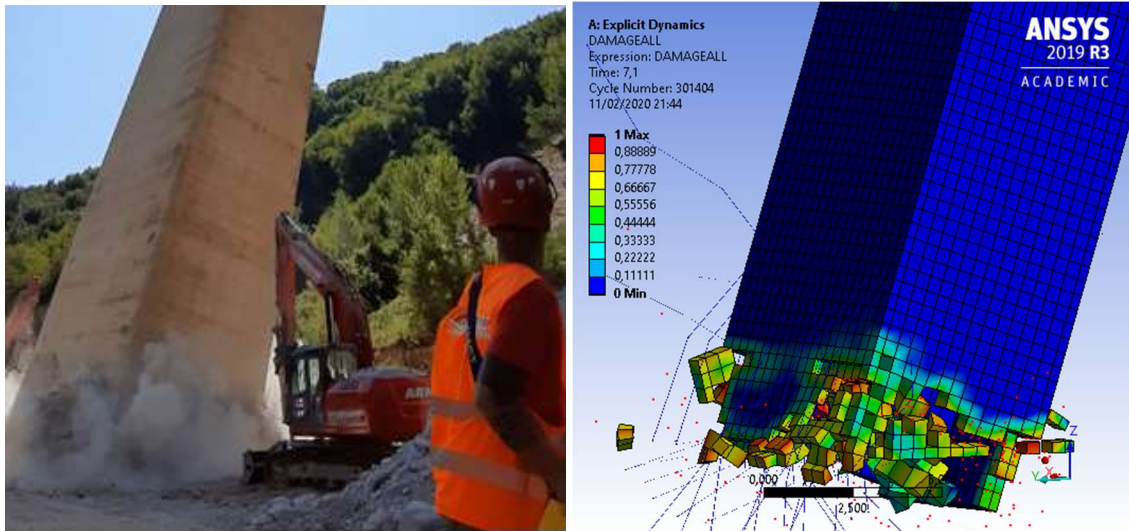


Figura 72 Confronto cinematico realtà e ANSYS

Si osserva che è c'è un'ottima aderenza dal cinematico fornito dal programma di calcolo e quello realmente avvenuto. Nella realtà il cinematico non è simmetrico, come quello modellato, a causa della aleatorietà del materiale che compone la pila e a causa della non perfetta geometria di rottura alla base della pila.

6 Bibliografia

1. DEMOLIZIONI CIVILI E INDUSTRIALI (Nicola Mordà);
2. MANUALE PRATICO DI ESPLOSIVISTA CIVILE (Danilo Coppe);
3. NUMERICAL SIMULATION OF EFFECT OF EXPLOSIVE ACTION ON OVERPASSES (Hrvoje Draganić, Damir Varevac);
4. THE RHT CONCRETE MODEL IN LS-DYNA (Thomas Borrvall, Werner Riedel)