



PM

Handläggare
Morgan Johansson
Tel

Mottagare
Exploateringskontoret,
Stockholms stad
Mathias Lööf

Mobil
+46761010815
E-post
morgan.johansson@afconsult.com

Datum
2016-09-20
Projekt-ID
717619

Hagastaden, Konsekvens av explosion i tunnel

1 Bakgrund

I projekt Hagastaden, Stockholm, planeras det att uppföras byggnader i nära anslutning till Norra länkens tunnelsystem. Dessa tunnlar är dimensionerade utgående från den då rådande tunnelnormen, vilken tar viss höjd för last från explosion. Uppförandet av anslutande byggnader som människor kommer att vistas stadigvarande i medför dock att konsekvenser av en eventuell explosion inne i tunnel måste riskbedömas.

Föreliggande utredning syftar till att analysera konsekvenserna av explosion, med avseende på tunnelomgivande byggnader samt ge vägledning på skydds-koncept av de till tunnelsystemet näraliggande byggnaderna. Resultat av utförda överslagsberäkningar presenteras för att grovt bedöma inverkan som olika typer av explosionslaster inne i tunneln har på denna konstruktion samt vilken konsekvens detta kan tänkas få på näraliggande byggnad. Särskilt fokus läggs på koncept för lämplig utformning av sådana byggnader.

2 Skyddsprinciper

2.1 Orientering

För att skydda sig mot en explosion finns det primärt två saker som har stor inverkan: avstånd och en skyddande massa. I det fria kommer explosionens energiinnehåll snabbt tunnast ut, varför lasteffekten av en given explosion också snabbt avtar med avståndet. Om det inte är möjligt att säkerställa ett tillräckligt avstånd till en explosion är en avskärmande massa dock ett effektivt skydd. Explosionen verkar som en impulsbelastning på sin omgivning och en massa som är placerad i dess väg – exempelvis en betongvägg eller en jordspalt – kommer att absorbera denna impuls och sättas i rörelse av densamma. En stor massa gör att det uppkomna rörelsebehovet minskar, vilket i sin tur leder till en lägre rörelseenergi i väggen. En stor massa kan därför sägas vara ett effektivt sätt att dämpa effekten av en impulsbelastning.

En skyddande vägg är dock till liten hjälp om den själv kastas iväg av den rörelse den erhåller. Det är därför väsentligt att konstruktionen även kan uppvisa en god energi-



PM

upptagningsförmåga som förhindrar att så sker. Genom att säkerställa att väggen har en bra deformationsförmåga fås en seg konstruktion som ger goda möjligheter att motstå den rörelseenergi som genereras av explosionen.

En seg respons hos en belastad konstruktion säkerställer en effektiv energiupptagande förmåga med möjlighet till kraftomlagringar så att ett lokalt brott inte leder till total kollaps. Denna devis gäller i de flesta sammanhang men är särskilt viktigt i samband med exceptionella dynamiska pålastningar såsom vid en explosion. I en impulsbelastad konstruktion är det dock inte dess maximala statiska lastkapacitet som är av primärt intresse – denna påkänning uppnås normalt i vilket fall som helst. Istället är det konstruktionens energiupptagande förmåga, dvs. dess deformationsförmåga i kombination med aktuell lastkapacitet, som blir viktig för att bedöma dess lämplighet som skydd.

2.2 Skyddsavstånd

Det effektivaste sättet att skydda sig mot en explosion är att inte vara där explosionen inträffar, dvs. att ha ett stort avstånd till explosionskällan. Detta kan synas självklart men kan ändå vara värt att poängtera. I en tät stadsmiljö kan det dock ofta vara svårt att säkerställa tillräckliga skyddsavstånd mellan potentiell lastkälla och övrig bebyggelse. Denna problematik framgår särskilt tydligt när delar av bebyggelsen (Norra länkens tunnelsystem) redan är byggd och ny bebyggelse ska uppföras i dess närhet.

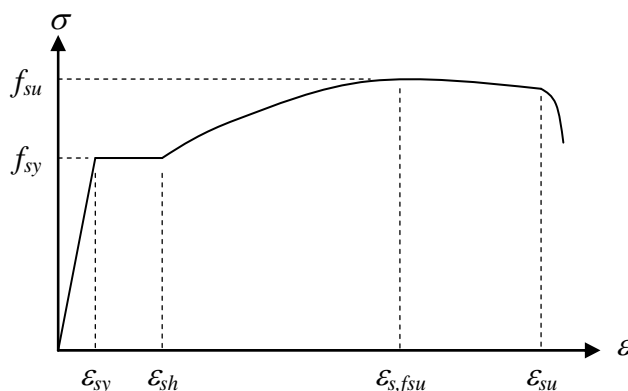
2.3 Säkerställande av en god deformationsförmåga

2.3.1 Orientering

För att säkerställa en god deformationsförmåga, och därmed en god energiupptagningsförmåga, i en armerad betongkonstruktion är det av största vikt att använda en armering med goda seghetsegenskaper. Ett flertal olika tankar kring detta behandlas i exempelvis Johansson och Laine (2012) och i avsnitt 2.3.2 till 2.3.5 ges en sammanställning av dessa.

2.3.2 Krav på armering

En armerad betongkonstruktion kan betraktas som en komposit bestående av betong och armering. Betong är bra på att ta tryck och armering bra på att ta drag, vilket gör att en väl fungerande kraftjämvikt kan uppstå som gör att yttre laster kan bäras effektivt. Segheten hos en sådan komposit beror på de ingående materialens egenskaper. I jämförelse med stål är betong dock ett sprött material varför en betongkonstruktions förmåga att uppvisa en seg respons till stor del beror på armeringens egenskaper. Dvs. de mekaniska egenskaperna hos den ingående armeringen, schematiskt illustrerad i form av en arbetskurva i Figur 2.1, har en avgörande betydelse för betongkonstruktionens förmåga att uppvisa en god deformationsförmåga.



Figur 2.1 Schematisk figur av armeringens arbetskurva definierande flytspänning f_{sy} , brottspänning f_{su} samt flyttöjning ϵ_{sy} , töjning vid hårdnande ϵ_{sh} och brottöjning $\epsilon_{s,fsu}$.

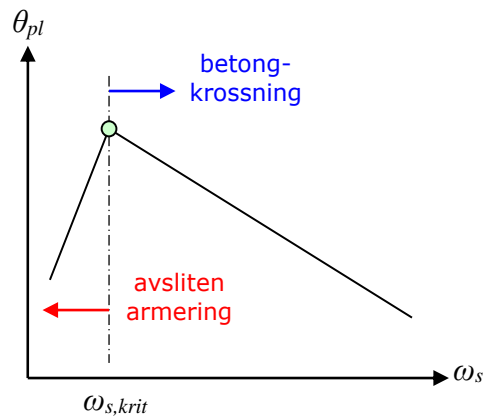
Viktiga förutsättning för att uppnå en god deformationsförmåga i en armerad betongkonstruktion är att armeringens arbetskurva uppvisar en flytplatå, har en hög seghetskvot

$$\gamma = \frac{f_{su}}{f_{sy}} \quad (2.1)$$

mellan armeringens brottspänning f_{su} och flytspänning f_{sy} samt har en hög brottöjning $\epsilon_{s,fsu}$. Utgående från den armering som används i Sverige idag uppfylls dessa krav bäst av den armering som i Eurokod 2, SIS (2008b), benämns som klass C. Denna armeringstyp är därför den som genomgående bör användas för konstruktioner som bedöms kunna bli utsatta för direkta eller indirekta effekter av en explosionslast. Det finns i Eurokod 2 även en armering benämnd klass B som också uppfyller krav på flytplatå men med lägre värden på seghetskvot och brottöjning. Denna armeringstyp resulterar dock i en deformationsförmåga som är storleken 2-3 gånger lägre och bör därför undvikas i impulsbelastade konstruktioner. Förspända betongkonstruktioner (armering klass A) har enligt Eurokod 2 ingen möjlighet att utnyttja global plastisk omlagring och är därför i många sammanhang direkt olämpliga att använda om dimensionering ska göras gentemot explosionslast.

2.3.3 Armeringsutformning

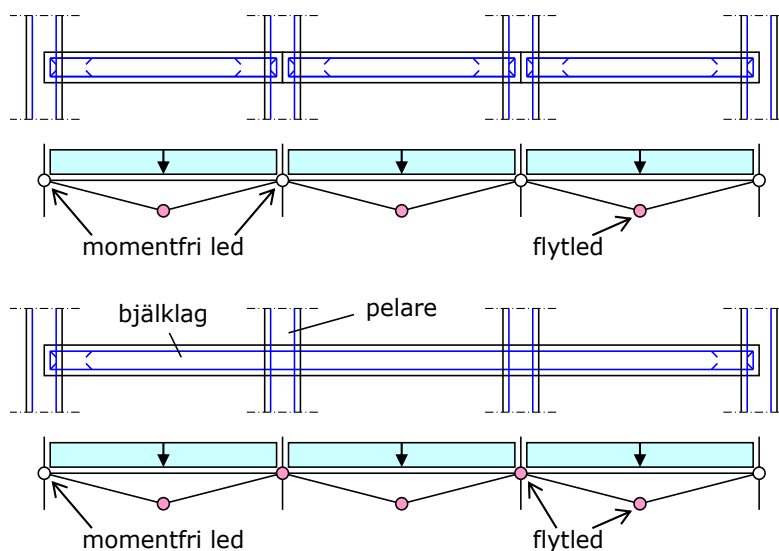
Allmänt gäller att små armeringsmängder i en betongkonstruktion resulterar i bättre deformationsförmåga än stora armeringsmängder. Detta förutsätter dock att brott inte erhålls i armeringen – slits denna av minskar rotationskapaciteten, och därmed deformationsförmågan, drastiskt – utan att det är den tryckta betongen som utgör tvärsnittets svaga punkt, se schematisk illustration i Figur 2.2. Så är också ofta fallet men avvikelser kan uppstå vid kombination av låga armeringsmängder, låg flytgräns hos armeringen och/eller hög tryckhållfasthet hos betongen. Vid användande av armering K500C ($f_{yk} = 500$ MPa) fås optimal böjarmeringsmängd, med hänsyn till deformationsförmågan, om den uppgår till cirka 0,3 % för betong C 30/37 och 0,4 % för betong C 40/50.



Figur 2.2 Schematisk illustration av tillåten plastisk rotationsförmåga θ_{pl} som funktion av den mekaniska armeringskvoten ω_s samt effekt av olika brottkriterier.

2.3.4 Kontinuitet hos byggnadsdelar

Genom att utföra väggar och bjälklag med momentinspända kopplingar, såsom schematiskt visas i Figur 2.3, säkerställs en ökad motståndsförmåga mot explosionslast hos en byggnad. En kontinuerlig dragen armering genom bjälklagen resulterar i en ökad möjlighet till kraftomlagring i konstruktionen eftersom det då kan uppstå flytleder än vad som är fallet när bjälklaget enbart läggs upp på respektive pelarupplag. Vidare ges möjlighet att så kallad lin- och membranverkan kan uppstå i bjälklaget, något som är väldigt gynnsamt för bjälklagets energiupptagningsförmåga. Denna devis innebär även att platsgjutna betongstommar, vilka normalt har en större andel kontinuerliga bjälklag, i regel är mer lämpade utformade att motstå explosionslasten än byggnader uppförda med prefabricerade betongelement.



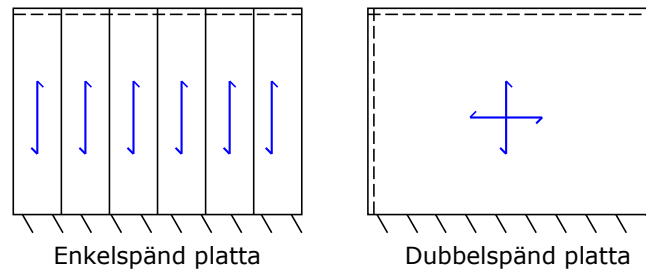
Figur 2.3 Schematisk bild av bjälklag med enskild respektive kontinuerlig uppläggning av balk.



PM

2.3.5 Redundans – flerfaldiga byggnadssystem

För en byggnad är det ofta viktigt att det finns en inbyggd redundans, dvs. en robusthet som finns tillgå om behov uppstår. Detta är inte nödvändigtvis en kapacitet som ökar byggnadens eller byggnadsdelens funktionalitet i övrigt utan snarare en reservkapacitet som kan tas i anspråk vid exceptionella tillfällen om någon annan del i det bärande systemet fallerar. Användandet av kraftomlagring via flytleder kan betraktas som en variant av en sådan redundans för en enskild byggnadsdel eller förmågan hos ett bjälklag att bära i två riktningar istället för i enbart en riktning, se Figur 2.4.



Figur 2.4 Bjälklag med bäring i en respektive två riktningar. Bäring i två riktningar ökar bjälklagets redundans.

Med begreppet redundans åsyftas här dock inte primärt på bärförmågan hos en lokal konstruktionsdel utan snarare på stabiliteten hos hela byggnaden. Dvs. det bärande globala stomsystemet ska med det här synsättet inte vara avhängigt ett fåtal kritiska delar utan det bör finnas en sådan robusthet i utformningen av denna att ett fortskridande ras kan förhindras även om lokala brott uppstår. Ett exempel på ett sådant redundant system kan vara att det i en byggnad bör finnas en sådan mängd bärande väggar och pelare att det är möjligt att en eller flera av dessa slås ut utan att total kollaps erhålls. Vid normalt byggande beaktas detta exempelvis via beaktande av en avslagen pelare. Alternativet är att dimensionera pelaren för att tåla en tillräckligt hög last, något som i explosionshänseende kan vara mycket besvärligt att uppnå. Detta innebär också att byggnader som är starkt beroende av en eller några få bärande delar kan bli känsligare för extrema laster eftersom en betydande del av dess bärförmåga är beroende av dessa.

2.3.6 Stål och trä som konstruktionsmaterial

I en stålkonstruktion kan tvärsnitten hos ingående konstruktionsdelar enligt Eurokod 3, SIS (2008c), delas in i klass 1 till 4. Av dessa kan dock enbart tvärsnitt i klass 1 uppvisa en global plastisk omlagringsförmåga i konstruktionsdelen medan tvärsnitt i övriga klasser medför en eller annan begränsning med detta. Detta innebär att det krävs tvärsnitt av klass 1 för att möjliggöra en god deformationsförmåga hos en stålkonstruktion. En konstruktion med tvärsnitt i klass 2 till 4 antas uppvisa en global elastisk respons och är därför olämpliga att använda i situationer som berör impulsbelastning.

För träkonstruktioner tillgodoräknas ingen plastisk omlagringsförmåga och en sådan konstruktion antas därför alltid uppvisa en elastisk respons. Av denna anledning blir därför också träkonstruktioner olämpliga att använda i situationer som berör impulsbelastning.



PM

3 Last från explosion

3.1 Orientering

I detta kapitel görs en jämförelse av explosionslaster av olika typer. Dessa lastdata ligger sedan till grund för en grov bedömning av hur stor skada som kan förväntas uppstå i en explosionsutsatt tunnel, se avsnitt 4.2. För en explosion skiljs här mellan detonation respektive deflagration:

- En detonation utmärks av att dess förbränningsförlopp går i överkljudsart, vilket medför att detonationen resulterar i ett högre tryck än om motsvarande explosion hade skett som en deflagration. Militära sprängämnen (t.ex. TNT) exploderar via detonation och det är även möjligt att få gas att ge upphov till en detonation. Det senare är dock svårt och kräver flera särskildt (ogynnsamma) omständigheter för att det ska kunna bli en realitet.
- En deflagration har en långsammare utveckling än en detonation, vilket medför att dess styrka också blir lägre. Karakteristiskt för en deflagration är förhållandevis låga tryck (i jämförelse med en detonation) men längre varaktighet. En deflagration är också mer komplex än en detonation i den meningen att den, beroende på olika omständigheter, kan utvecklas med olika styrkor. Ofta syftas det på någon form av deflagration när det är tal om en gasexplosion.

De explosionsfall som behandlas i detta dokument är:

- Detonation från 1 ton TNT, tidigare framtagen för studier av explosion i tunnel under Hagastaden, se Reinertsen (2015).
- Explosionslast enligt TRVK Tunnel 11, Trafikverket (2011), nuvarande tunnelnorm med samma lastunderlag som har använts vid dimensionering av Norra länkens tunnelsystem.
- Explosionslast enligt Eurokod 1, del 1-7, SIS (2008a), innehållande anvisningar om bland annat explosionslast i väg- och järnvägstunnlar.
- Explosionslast enligt Weerheijm et al. (2016) baserat på ett detonationsliknande förlopp hos gas i flytande form som plötsligt övergår i gasform (BLEVE).

3.2 Förutsättningar, TRVK Tunnel 11

Enligt Trafikverkets regelverk för tunnlar, TRVK Tunnel 11 (Trafikverket, 2011), ska en tunnel dimensioneras gentemot en invändig explosion för laster enligt Figur 3.1. Denna lastdefinition har använts sedan 1999 och det kan således utgå ifrån att samtliga tunnlar i Norra länkens tunnelsystem är anpassade för att motstå dessa laster.

Bakgrunden till lastvärdena i TRVK Tunnel 11 laster är något oklar även om en vägledning ges i Freiholtz (2001). I denna framgår att målnivån med valda laster var att täcka in den mest sannolika typen av explosion, vilket bedömdes vara en gasexplosion i anslutning till en brand. Vidare skulle lasterna täcka in en explosion från 30 kg dynamex med förutsättning att explosionen sker 3 m från vägg och 2 m över vägbana. Enligt Freiholtz (2001) härörde valet av 30 kg dynamex sannolikt från att det var den största mängden sprängmedel som, vid tillfället, fick transporteras i Stockholm utan några särskilda restriktioner.



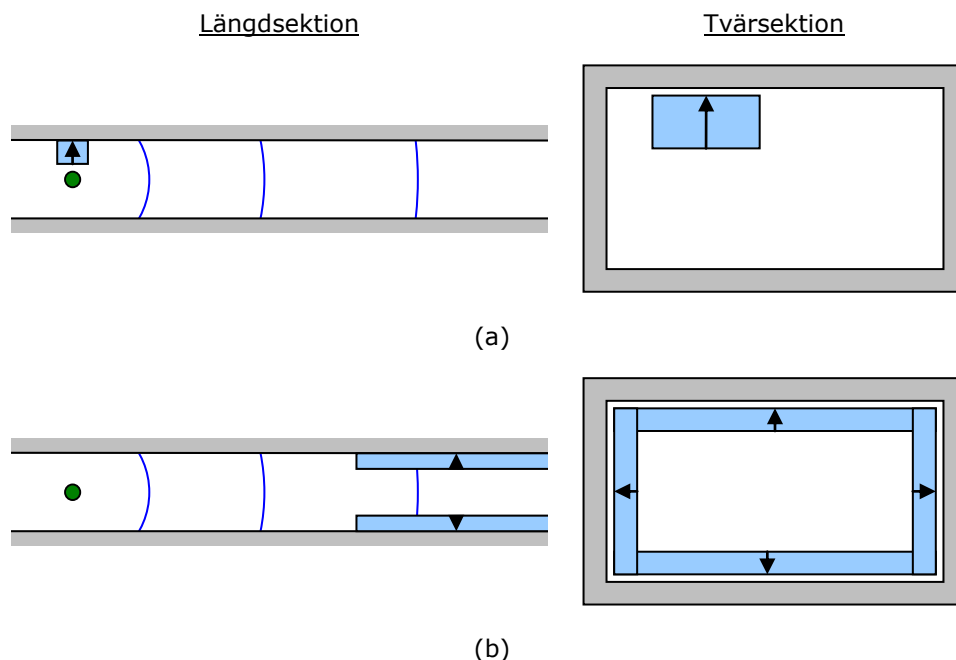
PM



Figur 3.1 Definition av impulslaster för dimensionering av tunnlar med hänsyn till explosion. Baserat på TRVK Tunnel 11, Trafikverket (2011).

Lasterna i Figur 3.1 är mycket olika till sin karaktär och benämns här som last 1 och last 2, se Figur 3.2 för en schematisk illustration av en möjlig lastsituation. Baserat på informationen i Freiholtz (2001) tolkas det här som att last 1 simulerar en reflekterad stötvåg som uppstår nära en sprängladdning på 30 kg TNT på avstånd 2 m medan last 2 täcker in de lastvärden som uppstår av den oreflekterade stötvåg som fås på långt avstånd från samma explosionskälla, alternativt av en gasexplosion.

Last 2 i Figur 3.1 har en, i sammanhanget, lång varaktighet och motsvarar lasten från en gasexplosion. För att ge en grov uppfattning om vad för explosion detta motsvarar utgår här från TNO Multienergimetod, se van den Berg (1985) och Johansson (2013). Denna metod används här för att övergripande illustrera vad som krävs för att skapa en sådan last. Tryck och impulstäthet för last 2 motsvaras då av den oreflekterade stötvågen som fås för en gasexplosion vid en stark deflagration (styrkefaktor $s = 7$ antas) i det fria från en stökiometrisk gasvolym på 1000 m³ och ett avstånd om 5 m.



Figur 3.2 Schematisk illustration av en möjlig lastsituation för impulslast enligt Figur 3.1 för (a) last 1 och (b) last 2.



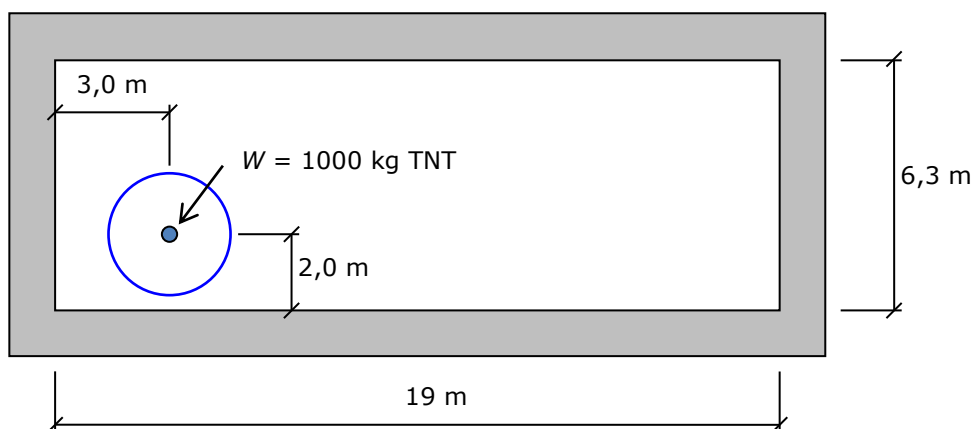
3.3 Explosionslast i tunnel under Hagastaden

Explosion i tunnel kan uppstå av olika orsaker och möjliga explosionsförlopp härrör till olika klassificeringar för transport av farligt gods, se utdrag i Tabell 3.1. Här ligger fokus på explosion från ämnen i klass 1 och klass 5 och en sådan explosion bedöms här som mest motsvara en laddning på 1 ton TNT.

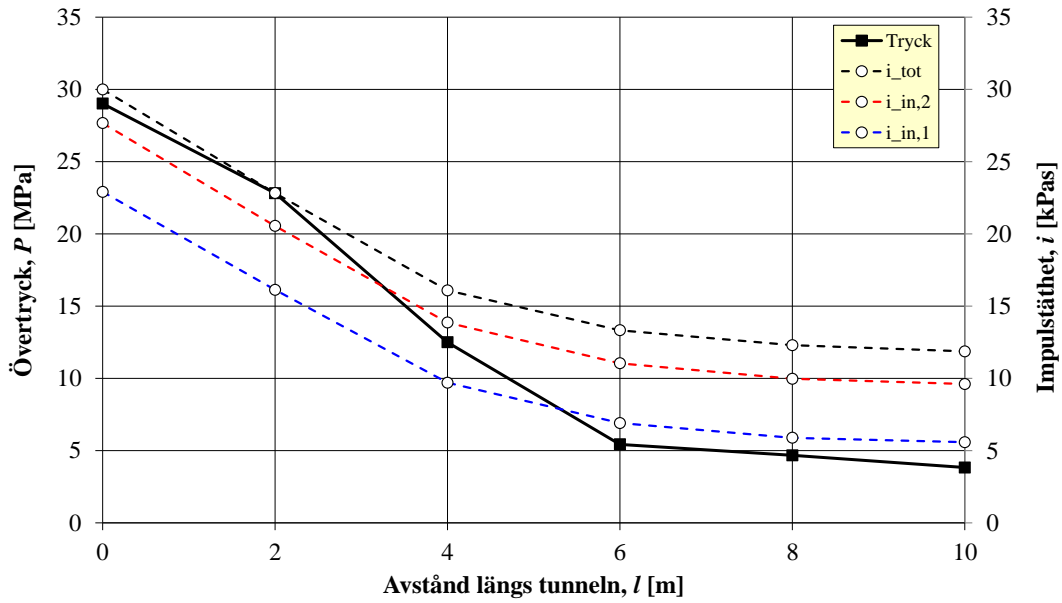
Tabell 3.1 Klassificering för transport av farligt gods av explosiva ämnen.

Klass	Ämne
1	Explosiva ämnen och föremål
2	Gaser
3	Brandfarliga vätskor
5	Oxiderande ämnen, organiska peroxider

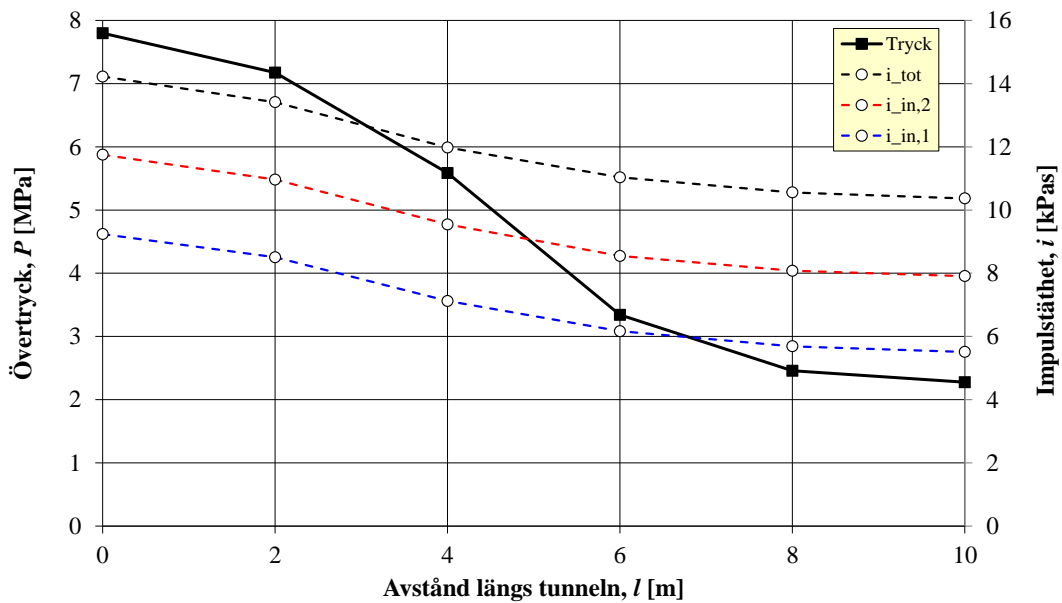
Representativa lastvärden för aktuell last har hämtats från Reinertsen (2015) där tunnelgeoemtri och lastplacering enligt Figur 3.3 har använts. Resultande laster har beräknats som medelvärden över närliggande vägg och tak och presenteras i Figur 3.4 respektive Figur 3.5. Dessa laster är egentligen tämligen komplexa eftersom de beaktar reflexioner från närliggande konstruktionsdelar men här visade värden sammanställer enbart maximalt tryck samt resulterande impulstäthet vid olika tidsintervall (25, 50 och 100 ms) och avstånd från lastlinje.



Figur 3.3 Invändiga mått i tunnelsektion samt antagen placering hos laddning. Baserat på Reinertsen (2015).



Figur 3.4 Medelvärden av maximalt tryck och impulstäthet (vid varaktighet 25, 50 och 100 ms) för last verkande mot hitre vägg på varierande avstånd från det snitt i tunneln där explosionen sker. Från Reinertsen (2015).



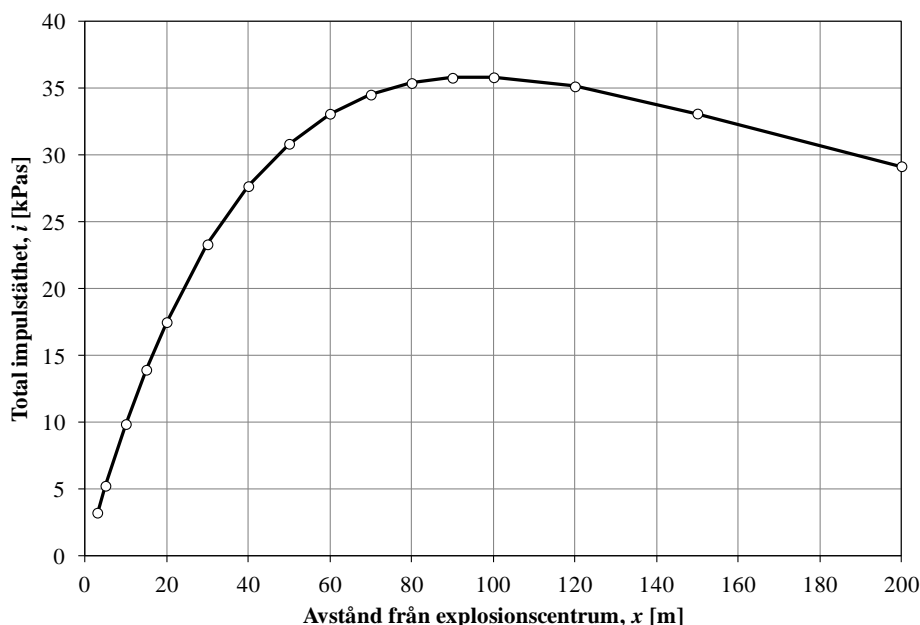
Figur 3.5 Medelvärden av maximalt tryck och impulstäthet (vid varaktighet 25, 50 och 100 ms) för last verkande mot tak på varierande avstånd från det snitt i tunneln där explosionen sker. Från Reinertsen (2015).



3.4 Eurokod 1, del 1-7

I Eurokod 1, del 1-7, SIS (2008a), ges anvisningar för hur last från explosion i väg- och järnvägstunnlar bör beaktas. Dessa anvisningar berör dels last vid en detonation och dels last från en deflagration. Last från detonation bedöms som mest komma upp till ett tryck på omkring 2000 kPa medan dess varaktighet blir en funktion av avståndet till explosionscentrum (impulstätheten ökar med ökande avstånd). I Eurokod 1 anges att det maximala trycket från en detonation är konstant med avståndet men att kurvans form gradvis ändras. Detta medför att impulsen blir låg nära explosionscentrum samt att dess maximala värde nås på ett avstånd av omkring 100 m, se Figur 3.6. Denna last antas verka som en utbredd last mot alla ytor, på samma sätt som last 2 i Figur 3.1. Den resulterande impulstätheten är dock betydligt större än den som ges i TRVK Tunnel 11 i avsnitt 3.2. På grund av sin form samt storleken på den resulterande impulstätheten är denna last även svår att direkt jämföra med vad som ges i TRVK Tunnel 11 – känslan är att last definierad i Eurokod 1 enbart syftar till att beskriva lasten på en längre sträcka från explosionscentrum och inte i en närliggande punkt. Denna osäkerhet som finns för detonationslasten i Eurokod 1 gör också att andra lastvärden slutligen har använts för att beskriva lasten från en gasdetonation, se avsnitt 3.5

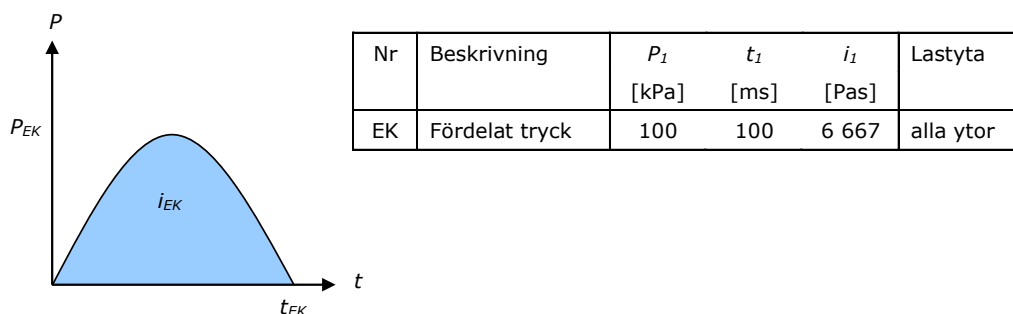
Den resulterande lasten från en deflagration svarar även den mot last 2 i Figur 3.1 och beskrivs i Eurokod 1 så som illustreras i Figur 3.7. En jämförelse mellan dessa laster ger att det maximala trycket i Eurokod 1 visserligen är samma som i TRVK Tunnel 11 men att lastens form och varaktighet skiljer sig. Sammantaget fås en impulstäthet som är omkring 2,7 gånger större i Eurokod 1 och även om lastkurvans form är mer gynnsam i Eurokod 1 blir denna last ändå farligare än den som ges i TRVK Tunnel 11. Baserat på detta kan därför konstateras att en särskild kontroll behöver därför göras för effekt av denna last, se avsnitt 4.2.



Figur 3.6 Resultande impulslast som funktion av avstånd till explosionscentrum för dimensionering av tunnlar med hänsyn till en gasdetonation (baserat på ett tryck på 2000 kPa). Baserat på TRVK Tunnel 11, Trafikverket (2011).



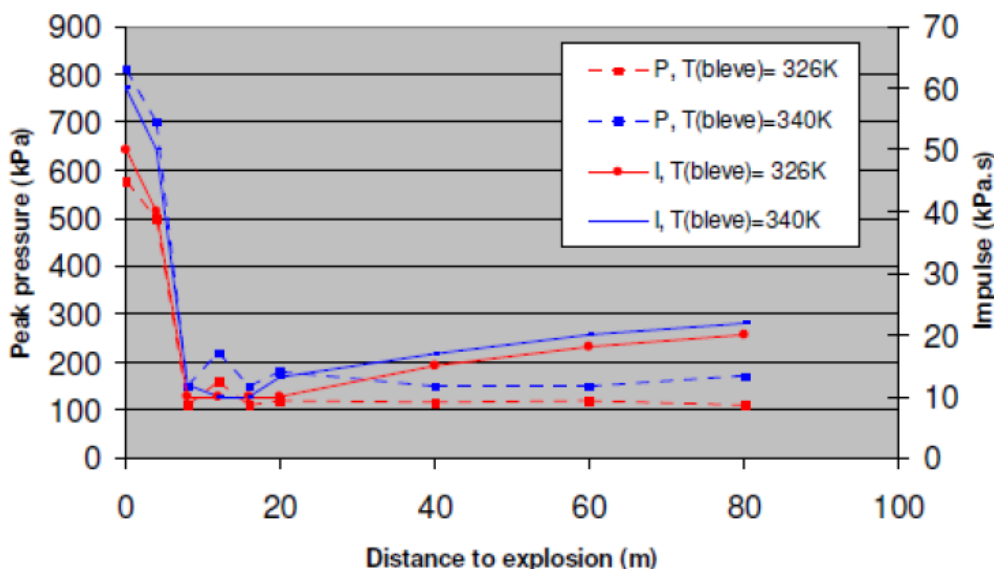
PM



Figur 3.7 Definition av impulslaster för dimensionering av tunnlar med hänsyn till en gasdeflagration. Baserat på TRVK Tunnel 11, Trafikverket (2011).

3.5 TNO, BLEVE

Som en ytterligare jämförelse med en möjlig explosion inne i tunneln utgås här från en sammanställning av TNO, se Weerheijm *et al.* (2016), av kokande vätska som under en kort tidsperiod expanderar till ånga, så kallad BLEVE (*Boiling Liquid Expanding Vapor Explosion*). I denna referens behandlas olika typer av explosioner som kan orsakas av brandfarliga gaser i vätskeform. Enligt Weerheijm *et al.* kan resulterande övertryck vid en gasexplosion uppgå till 1500-2000 kPa, dvs. i linje med vad som anges för en detonation i Eurokod 1, se avsnitt 3.4. Resultat från ett beräknings-exempel visas i Figur 3.8 för en tunnel med tvärsnittsarea 72 m² och 60 m³ gasol i vätskeform. En sådan situation bedöms vara representativt för de tunnelsektioner som är aktuella i Norra länken där tvärsnittsarean varierar mellan omkring 60-130 m² och här utgås därför från dessa lastvärden.



Figur 3.8 Exempel på impulslaster från BLEVE med 60 m³ gasol i vätskeform i tunnel med tvärsnittsarea 72 m². Från Weerheijm *et al.* (2016).

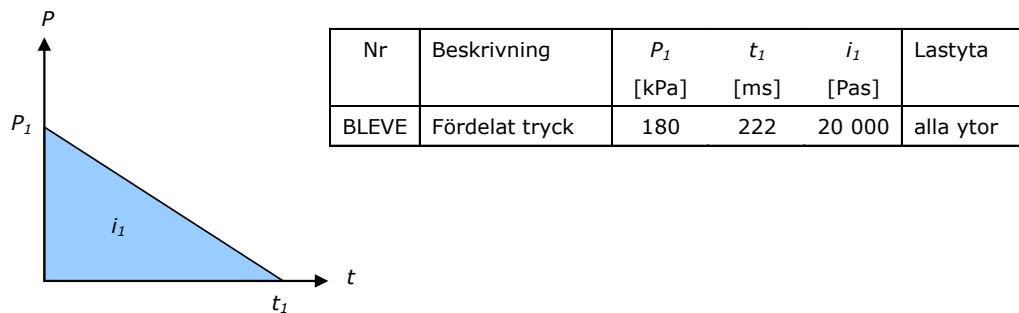
Av Figur 3.8 framgår att höga tryck och impulstätheter uppstår nära explosionscentrum men att dessa på ett avstånd om 10 m minskar betydligt. För längre avstånd (>20 m) är trycket mer eller mindre konstant medan impulstätheten ökar något med ökande avstånd. Det senare är i linje med vad som anges om last från detonation i Eurokod 1, se avsnitt 3.4. Till skillnad mot vad som anges där fås i Figur 3.8 dock även en betydande lasttopp för korta avstånd. Baserat på givna tryck och impulstätheter,



PM

samt antagande en triangelformad last, kan lastens varaktighet uppskattas till omkring 150-250 ms, beroende på avstånd från explosionscentrum (ökad varaktighet med ökat avstånd).

Här bedöms explosionslasten som verkar på ett avstånd inom 10 m från explosionscentrum, motvaras av den last som fås från en explosion på 1 ton TNT som behandlas i avsnitt 3.3 och berörs därför inte mer här. Fokus läggs istället på den last som verkar på avstånd > 10 m, se Figur 3.9. Dessa lastvärden är märkbart högre än vad som ges i Eurkod 1 för en gasdeflagration och används här för att beskriva effekten på lite längre avstånd från en gasdetonation inne i tunneln. Dessa värden ersätter således de som fås för detonation i Eurokod 1, se avsnitt 3.4.



Figur 3.9 Impulslast orsakat av BLEVE enligt Figur 3.8 för avstånd > 10 m.



PM

4 Effekt av tunnelexplosion på närliggande byggnader

4.1 Orientering

Om tunneln har otillräcklig bärförmåga för att motstå en explosion inne i tunneln medför detta att någon form av ett lokalt brott uppstår. Beroende på hur stor skillnaden är mellan erforderlig och tillgänglig bärförmåga kommer ett sådant brott också få olika karaktär.

För en lastsituation från 1 ton TNT, se avsnitt 3.3, som inträffar i en tunnel som är dimensionerad med lastförutsättningar enligt TRVK Tunnel 11, se avsnitt 3.2, är det rimligt att förvänta sig att storleken på det lokala brottet kan bli relativt omfattande medan det för last från en gasexplosion kommer uppstå betydligt mindre effekter. Det är dock svårt att generellt uttala sig om konsekvensen utan att mer i detalj först undersöka hur befintliga tunnelsektioner är dimensionerade. Det kan dock konstateras att den verkande impulsen är av storleksordningen 4-5 gånger större än vad som anges i TRVK Tunnel 11, vilket innebär att den resulterande rörelseenergi som ska tas upp av tunnelsektionen blir 16-25 gånger större än vad tunneln är dimensionerad för med hänsyn till explosion. Detta är en betydande skillnad och även om explosionslastfallet inte är vad som ursprungligen har dimensionerat tunneltvärsnittets utformning är det rimligt att det uppstår omfattande skador i tunneln nära explosionscentrum.

En övergripande kontroll av representativa tunnelsektioner för Norra länkens tunnel-system görs i avsnitt 4.2 för de explosionslaster som berörs i kapitel 3. Baserat på detta ges i avsnitt 4.3 en beskrivning av vilka praktiska konsekvenser uppskattad tunnelrespons kan få på närliggande byggnader och i avsnitt 4.4 presenteras koncept på hur sådana byggnader därför bör utformas.

4.2 Lastkapacitet hos befintliga tunnlar

För att kunna göra en grov bedömning om vilken effekt som uppkomna explosionslaster i kapitel 3 kan ha på befintliga tunnlar har ett antal överslagsberäkningar gjorts för att bedöma lastkapaciteten på befintliga tunnlar.

Baserat på ritningsunderlag kan det konstateras att ytterväggar och tak i aktuella betongtunnlar har en tjocklek på 0,8 m medan bottenplatta har en tjocklek på 1,2 m. Mellan Gärdestunneln och Norrtullstunneln finns även dubbla innerväggar med tjocklek 0,5 m – dessa väggar bedöms kunna erhålla lokalt brott och innefattas därför inte av övergripande kontroll utförd här. Väggarnas spännvidd är omkring 7 m och för tak varierar dessa mellan omkring 9-19 m.

Armeringsmängden i vägg/tak uppgår som minst till $\phi 20$ s150 K500 i utsida vägg/ovankant tak och baserat på detta kan det visas att väggens bärförmåga, för en fritt upplagd vägg med längd 7 m, approximativt motsvarar tillåtna impulstätheter enligt Tabell 4.1. I dessa beräkningar har gynnsam inverkan av varierande utanpåliggande jordmassor beaktats i form av extra massa samt ett mothållande tryck baserat på passivt jordtryck ($K_0 = 3$). Motsvarande tillåtna impulstätheter presenteras i Tabell 4.2 för takplatta med längd 19 m där inverkan av täckande jordlager beaktas i form av extra massa samt sin egentyngd. För kortare spännvidder fås för samma last en minskad skadeomfattning.



PM

Tabell 4.1 Tillåten impulstäthet i_{Rd} hos fritt upplagd vägg (längd 7 m) med minimiarmering samt gynnsam inverkan av mothållande jordmassor. Parametern $a_{vägg}$ anger avstånd mellan tunnelvägg och angränsande konstruktion och $x_{vägg,brott}$ anger på vilket avstånd från explosionscentrum som brott i vägg kan förväntas. För $a_{vägg} = 0$ m fås inget bidrag från mothållande jordmassor.

$a_{vägg}$	i_{Rd}	$x_{vägg,brott}$
[m]	[kPas]	[m]
0	9	4-10
2	17	3-4
4	20	2-3
6	22	1-2

Tabell 4.2 Tillåten impulstäthet i_{Rd} hos fritt upplagt tak (längd 19 m) med minimiarmering samt gynnsam inverkan av mothållande jordmassor. Parametern a_{tak} anger tjocklek hos ovanliggande jordmassor och $x_{tak,brott}$ anger på vilket avstånd från explosionscentrum som brott i tak kan förväntas. För $a_{tak} = 0$ m fås inget bidrag från mothållande jordmassor.

a_{tak}	i_{Rd}	$x_{tak,brott}$
[m]	[kPas]	[m]
0	9	> 10
1	12	0-4
2	15	0
3	19	0

I Tabell 4.1 och Tabell 4.2 visas även en uppskattning på vilket avstånd från explosionscentrum som brott kan förväntas i tunnelvägg och tunneltak (för total storlek på brottzonen dubblas angivet värde). Av detta framgår att närvaron av jordmassor utanför vägg/tak är väldigt gynnsamt, framförallt gäller detta för tunneltaket. Detta ger därmed också en grov uppfattning om vilken gynnsam effekt på tunnelkonstruktionens bärighet som omgivande jordmassor har. Med antagande om 2 m jord på utsida vägg samt 1 m jord ovanför taket så innebär detta att tunneln rimligen har tillräcklig lastkapacitet på ett avstånd om omkring 4 m från explosionscentrum, dvs. inom ett område på omkring 8 m bedöms det uppstå någon form av brott i tunnelns vägg/tak vid en explosion på 1 ton TNT.

För en gasexplosion är det avgörande för den resulterande lastens storlek om explosionen utgörs av en detonation eller en deflagration. För deflagration är lasten betydande lägre än vad som är fallet vid en detonation av 1 ton TNT, se kapitel 3. Detsamma gäller också för det maximala trycket vid en BLEVE. För last som verkar mot tunneltaket fås dock en större impulstäthet med BLEVE än från 1 ton TNT. Den stora skillnaden i lastens varaktighet omöjliggör dock en direkt jämförelse mellan dessa båda lasttyper och enskilda kontroller görs därför för last mot BLEVE respektive gasdeflagration.

För last från BLEVE fås lastkapacitet visas i Tabell 4.3 tillåten impulstäthet i_{Rd} när trycket är låst till $P_I = 180$ kPa och varaktigheten har varierats. Detta tryck motsvarar det som fås för BLEVE på avstånd > 10 m och tillåten impulstäthet ska jämföras med $i_I = 20$ kPas, jämför med Figur 3.8 i avsnitt 3.5. Av detta framgår att kapaciteten med god marginal är tillräcklig i tunnelns vägg. För tunneltaket krävs dock mothållande jordmassor på lite mer än 2 m för att tillräcklig kapacitet ska kunna påvisas.



PM

Tabell 4.3 Tillåten impulstäthet i_{Rd} hos fritt upplagd vägg (längd 7 m) och tak (längd 19 m) med minimiarmering samt gynnsam inverkan av mothållande jordmassor. Parametrarna $a_{vägg}$ och a_{tak} anger storleken på omgivande jordmassor. Tillåtet värde är beräknad med förutsättning att $P_1 = 180$ kPa.

$a_{vägg}$	i_{Rd}	Kapacitet		a_{tak}	i_{Rd}	Kapacitet
[m]	[kPas]			[m]	[kPas]	[m]
0	40	Ok		0	10	Ej ok
2	> 40	Ok		1	14	Ej ok
4	> 40	Ok		2	19	Ej ok
6	> 40	Ok		3	25	Ok

Baserat på en konservativt vald last enligt Eurokod 1, se avsnitt 3.4, så kan med samma förutsättningar som ovan visas att aktuella tunnelsektioner klarar lasten från en gasdeflagration, dvs. en sådan last innesluts helt inne i tunneln.

En del av tunnelarna i Norra länkens tunnelsystem utgörs av bergstunnlar där bergstäckningen varierar med omkring 5-10 m. En övergripande kontroll har gjorts för hur en bergstäckning med spännvidd 9-19 m klarar lasten från en tunnelexplosion på 1 ton TNT och detta visar att bärförmågan är tillräcklig. De resulterande deformationerna för dessa fall är i sammanhanget små och bedöms inte överstiga 5 cm.

Slutsats: För en explosionslast från 1 ton TNT kommer det i väggen uppstå ett lokalt brott även om den medverkande jordmängden är stor. Redan vid 2 m jord fås dock en betydande gynnsam inverkan. För tak räcker det med 2 m täckande jordskikt för att lokalt brott ska undvikas. En betydande gynnsam inverkan fås redan vid 1 m jordlager. Totala deformationer vid brott uppgår till 0,2 m i vägg och 0,8 m i tak (vid spännvidd 19 m, mindre deformation för kortare spännvidder).

För last från BLEVE (motsvarar gasdetonation) har kontroll gjorts på ett avstånd >10 m från explosionscentrum som visar att väggarna klarar av att motstå explosionslasten oavsett storlek på omgivande jordmassor. För tak krävs dock en jordtäckning på drygt 2 m för att klara av att innesluta en sådan explosion.

För last från gasexplosion (stark deflagration) kan det påvisas att tunneln har tillräcklig bärförmåga att innesluta lasten och resulterande totaldeformation för en sådan last understiger 0,1 m i vägg samt 0,4 m i tak.

För tunnlar i berg som har en bergstäckning på 5-10 m kan det påvisas att explosionslasten från 1 ton TNT innesluts i tunneln samt att totaldeformationen för en sådan last begränsas till 5 cm.



4.3 Konsekvens av explosionslast

I avsnitt 4.2 presenteras uppskattade storlekar på de brottzoner som kan förväntas i tunnelvägg och tunneltak vid en explosion från 1 ton TNT. Att tunneln når brott innebär dock inte nödvändigtvis att det skapas ett hål av samma storlek som indikerad brottzon. Dessa brottzoner ska snarare tolkas som att väggens/takets bärförmåga inom detta område är uttömd. Det "hål" som eventuellt skapas kommer vara mindre än så, gissningsvis 1-2 m i varje riktning, dvs. en brottzon som mäter $2 \cdot 3 = 6$ m kan förmodligen få ett hål som mäter omkring 2-4 m i storlek. För en tunnelvägg med jordmassor på utsidan kommer ett sådant "hål" även att begränsas ytterligare eftersom de losslitna tunneldelarna förhindras av jordmassorna att kastas iväg någon längre sträcka.

I avsnitt 4.2 presenteras även förväntad respons hos tunnelsketion av last från BLEVE. Till skillnad mot last från 1 ton TNT så verkar den här antagna lasten över hela tunnelns längd (bortom 10 m från explosionscentrum), vilket medför att en otillräcklig kapacitet hos tunneln innebär att brott kan uppstå över hela denna längd. Det blir därför också av ökad vikt att denna last från BLEVE kan hanteras av tunneln.

Det ska dock även poängteras att en tillräcklig lastkapacitet hos tunneln inte innebär att omkringliggande konstruktioner automatiskt förblir opåverkade av explosionen. För här utförda beräkningar gäller att lastkapaciteten är uttömd vid en total deformation på cirka 0,2 m i vägg samt 0,8 m i tak, dvs. ur statiskt perspektiv stora deformationer. Om det utanför vägg/tak finns en tillgänglig deformationszon, i form av ett luftfyllt tomrum, som den utbuktande konstruktionsdelen fritt kan deformera i kommer det inte uppstå några extra laster mot omgivningen (detta är konceptet för överdäckning ovan mark i Hagastaden). För de befintliga tunnlar i Norra länken är detta dock normalt inte fallet – här finns det istället oftast någon form av jordmassor i direkt anslutning till tunnelns vägg/tak som förhindrar en sådan fri deformation av den aktuella konstruktionsdelen. Detta medför att en del last ofrånkomligen kommer att föras vidare från tunneln till omgivningen, även i de fall där tunneln har tillräcklig bärförmåga. Hur stor last som förs vidare beror på resulterande deformation, avstånd till intilliggande byggnadsdel samt egenskaper hos påverkade jordmassor.

4.4 Principiell utformning av närliggande byggnader

Vid händelse av en explosion från 1 ton TNT är det rimligt att det, beroende på omgivande mängd jordmassor, uppstår en brottzon med någon form av lokal öppning i både väggar och tak i tunneln. Eventuella byggnader som är placerade nära en sådan brottzon riskerar därför att skadas och en viktig målsättning blir att reducera effekterna av en sådan eventuell skada så att fortskridande ras av byggnaden kan förhindras. Konceptuellt finns det två olika sätt att hantera detta på:

- Förhindra uppkomsten av brottzon genom att säkerställa att tunnelkonstruktionen klarar av att helt innesluta effekten av aktuella explosionslaster.
- Tillåt lokalt brott i tunnel men utforma omkringliggande byggnader så att de klarar av att motstå den last som "läcker" ut från tunneln utan risk för fortskridande ras.

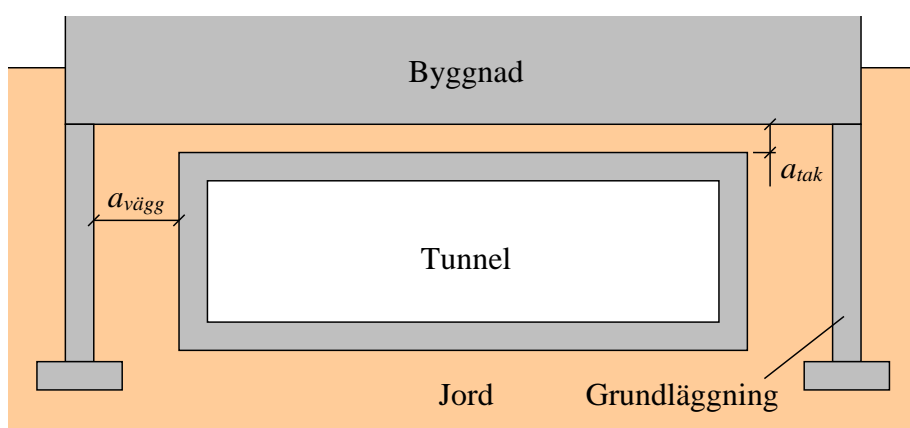
I och med att aktuella tunnlar redan är byggda är det svårt att i detta skede göra något med det första alternativet. Det andra alternativet är dock fortfarande möjligt att påverka och fokus därför här i detta dokument. Utformning/dimensionering av omkringliggande byggnader kan i sin tur göras med inriktning mot två olika koncept:



- Dimensionera samtliga ingående bärande konstruktionsdelar så att de klarar av att motstå effekterna av den "utläckande" lasten från en explosion inne i tunneln.
- Utforma det bärande systemet i omkringliggande byggnader på ett sådant sätt att inverkan av en tunnelsexlosion kan hanteras utan risk för fortskridande ras. Detta kan göras på olika sätt:
 - Utforma byggnaden så att "utläckande" last får svårt att påverka dess bärande system, t.ex. genom att placera grundläggning på ett tillräckligt avstånd från tunneln samt skapa deformationszoner intill bärande delar.
 - Utforma byggnaden med en sådan redundans att delar av det bärande systemet kan slås ut av en explosionslast utan att riskera fortskridande ras, t.ex. genom att lastupptagningen i en bärande balk/pelare kan tas upp på ett alternativt sätt i omkringliggande konstruktionsdelar.

Vilket av dessa alternativ som bör användas för en given situation är svårt att generellt uttala sig om – dessa koncept kan vara olika optimala i olika situationer. Det första alternativet kan dock vara vanskligt att utgå ifrån, dels på grund av svårigheter att bestämma hur stora laster som "läcker" ut från tunneln och dels för att byggnaden som helhet kan bli onödigt överstark. Det andra alternativet är inte heller problemfritt men kan ändå vara att föredra eftersom strävan här är att minimera den kritiska lastpåverkan mot byggnaden. Detta alternativ drar i högre grad nytta av att den energiupptagning, som behövs för att motstå en explosion, härrör från deformationsförmåga snarare än från en hög lastkapacitet och medför därför generellt minskade dimensioner. I praktiken kan det bli aktuellt att använda sig av en kombination av ovanstående alternativ för att finna en bra lösning för en given situation.

I här föreslaget grundläggningskoncept utgås från att ovanliggande byggnader inte tar stöd mot tunneln, dvs. grundläggning sker aldrig mot själva tunnelkonstruktionen. Istället förutsätts det att byggnaden utformas på ett sådant sätt att den sträcker sig över själva tunneln och grundläggs vid sidan om, på ett givet minsta avstånd från tunneln, se Figur 4.1 för en schematisk skiss.



Figur 4.1 Schematisk skiss av grundläggning för byggnad placerad ovanför tunnelsektion.

Den främsta anledningen till detta är att befintliga tunnelkonstruktioner inte är anpassade till att bära last från ovanliggande byggnader. En ytterligare anledning är dock även att en sådan konceptuell lösning skapar ett skyddande avstånd mellan tunnelkonstruktion och ovanliggande byggnad. Därmed undviks en direkt lastöverföring från tunneln till byggnaden vid händelse av en explosion inne i tunneln. Eftersom de aktuella tunnelsektionerna kan vara tämligen breda kan detta medföra



PM

utmanande spännvidder för de ovanpåliggande balkar som ska föra ner lasten från byggnaden i marken.

Vid sidan av tunnelsektionen placeras byggnadens grundläggning i form av plintar/pelare/väggar på ett avstånd $a_{vägg}$ från tunnelsektionens utsida. Därmed skapas en möjlighet för en fallerande tunnelvägg att deformeras utan att automatiskt komma i kontakt med grundläggningen. På motsvarande sätt placeras byggnadens bärande balkar med ett visst avstånd a_{tak} från tunneltaket för att därmed möjliggöra en viss rörelsemöjlighet för taket samtidigt som det även ökar dess motståndsförmåga mot en explosion. Baserat på resultat i avsnitt 4.2 bör omgivande jordmassor minst uppfylla villkoren $a_{vägg} \geq 2-4$ m och $a_{tak} \geq 2$ m för att skapa förutsättningar för att hantera explosion från 1 ton TNT eller BLEVE.



5 Sammanställning

Baserat på utförd studie kan följande sammanställning ges:

Tunnelns lastkapacitet

- Aktuella tunnelsektioner av betong bedöms inte klara av att innesluta explosionslasten från 1 ton TNT. Storleken på förväntad brottszon beror på mängden jordmassor som kan tillgodoräknas som effektivt mothåll, se Tabell 4.1 och Tabell 4.2.
- Aktuella tunnelsektioner bedöms klara av att innesluta explosionslasten från en BLEVE på avstånd 10 m från explosionscentrum om jordmängden ovan tak uppgår till drygt 2 m. Förväntad totaldeformation understiger 0,1 m i vägg och 0,8 m i tak.
- Aktuella tunnelsektioner bedöms klara av att innesluta explosionslasten från en stark deflagration orsakad av en gasexplosion. Förväntad totaldeformation understiger 0,1 m i vägg och 0,4 m i tak.
- Sammantaget innebär detta att det bör finnas 2-4 m jord utanför tunnelvägg och drygt 2 m jord ovanför tunneltak för att säkerställa en acceptabel motståndsförmåga hos tunneln mot en invändig explosion från 1 ton TNT eller BLEVE. Större jordmängder än så medför ytterligare gynnsamma effekter, särskilt gentemot en explosion orsakad av 1 ton TNT.
- Tunnlar i berg, med bergstäckning 5-10 m, klarar av att innesluta samtliga aktuella laster. Resultande deformationer i berget bedöms understiga 5 cm.

Utformning av närliggande byggnader

De vägledningarna som ges nedan främst är avsedda att hantera effekt mot närliggande byggnad från en explosion på 1 ton TNT samt BLEVE inom 10 m från explosionscentrum. Last från gasexplosion bedöms medföra förhållandevis begränsade rörelser hos tunnelkonstruktionen – maximalt 0,1 m i tunnelvägg och 0,4 m i tunneltak.

- Betongkonstruktioner som kan utsättas för explosionslast ska utföras så att de får en god plastisk deformationsförmåga. En viktig förutsättning för detta är att armeringen har goda seghetsegenskaper och nyttjad böjarmering ska därför genomgående bestå av armering av klass C.
- Motsvarande gäller för stålkonstruktioner och för att säkerställa en god plastisk deformationsförmåga hos dessa bör aktuella stålkonstruktioner utföras med tvärsnitt av klass 1.
- För grundläggningen hos intilliggande byggnader bör en deformationszon mellan vägg (som vetter mot tunnel) och bärande system (t.ex. pelare) anordnas. Om inget annat visas i en särskild utredning bör denna deformationszon uppgå till minst 1,0 m.
 - Om en sådan deformationszon inte kan säkerställas bör grundläggningen dimensioneras så att bärande konstruktionsdelar på en längd (godtyckligt placerad) om 10 m antas slås bort av en deformerande tunnelvägg.
- Ovanför takplatta accepteras att omfattande lokala skador kan uppstå i ovanliggande byggnad. Detta innebär att det bedöms vara acceptabelt att människor som befinner sig i utrymme direkt ovanför tunnel skadas allvarligt vid händelse av en explosion inne i tunneln så länge som fortskridande ras av byggnad förhindras.

PM



- För att reducera inverkan av en häftig deformation i tunneltak bör bärande väggar och pelare i ovanliggande byggnad ej placeras över tunnelns takplatta.
- Om detta inte är möjligt bör byggnaden dimensioneras så att samtliga sådana väggar/pelare kan slås ut inom hela tunnelns bredd över en längd av 10 m i tunnelns längdriktning.



6 Referenser

- van den Berg A.C. (1985): The multi-energy method – A framework for vapour cloud explosion blast prediction. *Journal of Hazardous Materials*, 12(1985), sid 1-10.
- Johansson M. och Laine L. (2012): Bebyggelsens motståndsförmåga mot extrem dynamisk belastning, Del 3: Kapacitet hos byggnader. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap, Publ.nr MSB 0142-10, Karlstad.
- Johansson M. (2013): Gasexplosion i det fria. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap, B02-121, 2013-03-11, Karlstad.
- Reinertsen (2015): Hagastaden, Explosion i tunnel. Reinertsen Sverige AB, Dokument 12101300-01/1, 2015-02-02, Göteborg.
- SIS (2008a): Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslast. SIS, SS-EN 1991-1-7:2006, Stockholm.
- SIS (2008b): Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. SIS, SS-EN 1992-1-1:2005, Stockholm.
- SIS (2008c): Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. SIS, SS-EN 1993-1-1:2005, Stockholm.
- Trafikverket (2011): TRVK Tunnel 11, Trafikverkets tekniska krav Tunnel. Trafikverket, TRV publ nr 2011:087, november 2011, Borlänge.
- Weerheijm J., Verreault J., van den Voort M. (2016): Tunnel safety and quantitative risk analysis of gas explosions. *Proceedings from the 7th International Symposium on Tunnel Safety and Security ISTSS 2016*.
- Samtliga dokument utgivna av MSB kan laddas ner gratis på www.msb.se/skyddsrum.